Ferdowsi Civil Engineering, 36, 4, 2024. (71-94)

Ferdowsi University of Mashhad

Ferdowsi Civil Engineering

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir

Iranian Concrete Institute

Pavement Engineering Association of Iran

Seismic Vulnerability of the Back-to-Back Mechanically Stabilized Earth Walls Using Fragility Curves

Research Article

Maryam Rahimi[1], Alireza Firoozfar[2], Hamid Alielahi[3]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.86346.1279

1- Introduction

Back-to-back mechanically stabilized earth walls, abbreviated as BBMSE by the American Association of State Highway and Transportation Officials, are a type of specific reinforced soil walls commonly used in the abutments of bridges and retaining walls. Reviewing the technical literature reveals limited studies on the seismic behavior and fragility curves of reinforced soil walls and back-to-back reinforced soil walls in particular. Therefore, we investigated the seismic behavior of back-to-back reinforced soil walls using probabilistic fragility curves and examined the effect of the overlap length of the metal strips on the vulnerability of these walls. For analysis, BBMSE walls were numerically simulated using FLAC2D Finite Difference Method software and validated against a physical shake table model. Next, by using the results of nonlinear dynamic analysis, fragility curves were analytically developed based on seismic Intensity Measures (IMs) of peak ground acceleration (PGA) and peak ground velocity (PGV) for far-field and near-field earthquakes.

2- Numerical modeling and dynamic analysis

Due to the nonlinear behavior of structures during severe earthquakes, determining the seismic performance of structures, the effects of ground motion on them during earthquakes, and preparing fragility curves, require numerous nonlinear analyses. In the present study, the modeling was initially performed using the FLAC software based on the dimensions of the shaking table model with a strip length of 0.65 H (39 cm). The geometric dimensions, layout, reinforcement method, and model parameters followed the recommendations of common codes and standards in this field. After the initial validation, following the scaling laws, two models were constructed based on the main dimensions with a unit width-to-height ratio for the mutual interaction effect of the walls. In the first model (A), a strip length of 9.3 m (0.65 H) and an overlap length of 1.8 m (0.3 H) were considered, while in the second model (B), a strip length of 1.5 m (0.85 H) and an overlap length of 0.2 m (0.7 H) were taken into account (Figure 1).

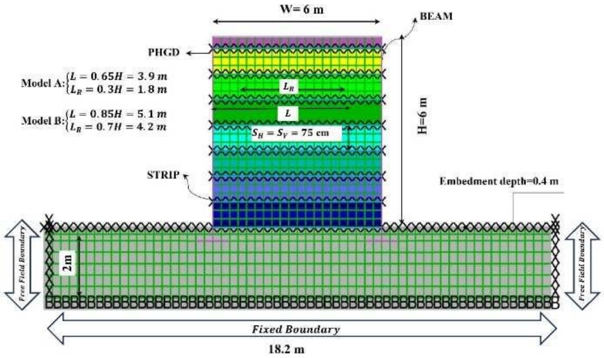


Fig. 1. Numerical model in FLAC

The usual procedure for generating fragility curves involves defining the maximum horizontal ground acceleration as the seismic IM. However, research findings suggest a stronger correlation between velocity intensities and deformation demands. To cover the inherent uncertainties associated with the stochastic nature of earthquakes, two separate sets of far-field and near-field earthquakes, each containing seven compatible records with site conditions, were selected from the Pacific Earthquake Engineering Research Center at the University of California, Berkeley. The stronger horizontal component of the time histories was dimensionlessized based on two IMs, PGA and PGV, ranging from 0 to 1 g for PGA and from 0 to 100 cm/s for PGV, with incremental steps of 0.1 g for PGA and 10 cm/s for PGV. These scaled records were then applied to the model, and the maximum horizontal displacement of the upper part of the wall was extracted as the damage state (DS) from incremental nonlinear dynamic analysis.

3- Developing fragility curves

The responses obtained from incremental nonlinear dynamic analysis serve as seismic demands and are compared with the selected displacement levels chosen as capacities. If the demand exceeds the capacity, the

*Manuscript received January 11, 2024, Revised, February 17, 2024, Accepted, April 13, 2024.

[1] Ph.D. Candidate, Civil Engineering Faculty, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

[2] Associate Professor, Civil Engineering Faculty, University of Zanjan, Zanjan, Iran.

[3] Corresponding author. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Zanjan Branch, Islamic Azad University, Zanjan, Iran. **Email:** ha.alielahi@iau.ac.ir,

structure is considered to have surpassed its performance level. Considering the probabilistic nature of seismic performance, the collapse or failure capacity of the structure is calculated using suitable probability distribution fitting. The generated fragility curves based on the seismic intensity levels of acceleration and velocity, with records categorized as near-field and far-field, are presented in Figures 2 and 3. These curves depict the behavioral changes of the wall until reaching the defined failure state.

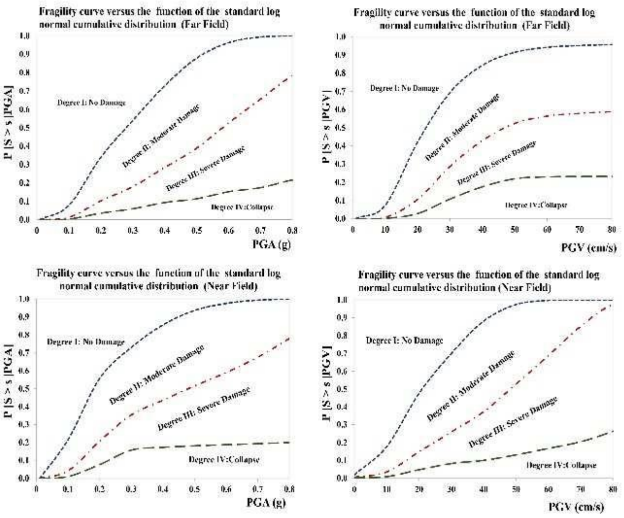


Fig. 2. Fragility curves for model A

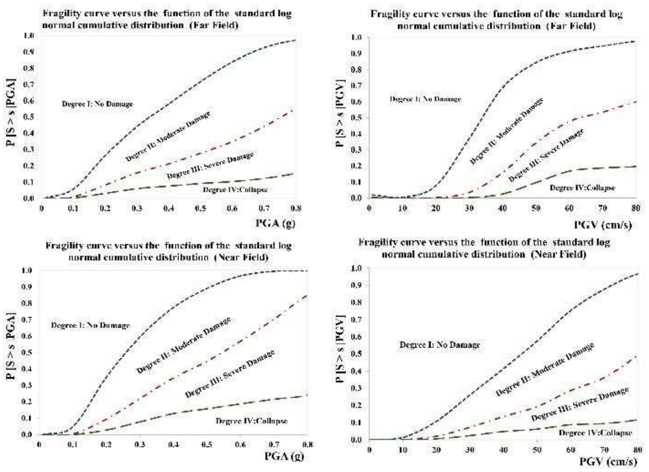


Fig. 3. Fragility curves for model B

4- Conclusion

Each structure has its fragility curve, which can be used to express the probability of structural damage at diverse levels. The probability of failure and interpretation of seismic vulnerability vary based on the chosen IM. The key findings of this study can be summarized as follows:

1. Scatter coefficients and regression analysis showed that the IMs of PGA and PGV are sufficiently effective in estimating earthquake hazards to the back-to-back wall.
2. Increasing the length of reinforcement from 0.65 H to 0.85 H and consequently, raising the overlap length leads to a reduction in seismic damage probability by approximately 35% in far-field earthquakes and up to 50% in near-field earthquakes. Moreover, the decreasing trend of vulnerability risk in far-field areas is more tangible during earthquakes with PGAs ≥ 0.4 g and PGVs ≤ 4 cm/s.
3. In fragility curves with PGA as IM, the minimum probability of exceeding in the near-field compared to far-field in model A for the levels of undamaged/moderate damage, moderate damage/severe damage, and severe damage/collapse is 2% to 22%, 2% to 17%, and 2% to 10%, respectively. In model B, these values are 2% to 19%, 5% to 30%, and 2% to 10%, respectively.
4. In fragility curves with PGV as IM, the minimum probability of exceeding in near-field earthquakes compared to far-field earthquakes in model A for the levels of undamaged/moderate damage, moderate damage/severe damage, and severe damage/collapse is 5% to 11%, 2% to 38%, and 2% to 9%, respectively. However, in model B, a higher risk of vulnerability is observed in far-field earthquakes compared to near-field earthquakes, which may be due to the nonlinear behavior of soil, irrespective of other complexities in strong ground motion.

مهندسی عمران فردوسی، ۳۷، ۱، ۱۴۰۳. (۹۴-۷۱)

مهندسی عمران فردوسی

https://civil-ferdowsi.um.ac.ir/

انجمن مهندسی روسازی ایران

انجمن بتن ایران

مطالعه آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از منحنی‌های شکنندگی*

مقاله پژوهشی

مریم رحیمی[۱] علیرضا فیروزفر[۲] حمید علی الهی[۳]

DOI: 10.22067/jfcei.2024.86346.1279

چکیده *در این مطالعه با بهره‌گیری از منحنی‌های شکنندگی به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار خاک مسلح پشت به پشت به روش احتمالاتی پرداخته و اثر طول هم‌پوشانی تسمه فلزی بر میزان آسیب‌پذیری این نوع دیوارها بررسی شده است. بدین منظور، دیوار خاک مسلح پشت به پشت با نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC2D شبیه‌سازی شده و با مدل فیزیکی میز لرزه اعتبارسنجی شده است. سپس با استفاده از نتایج تحلیل غیر خطی فزاینده، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی بر حسب معیارهای شدت لرزه‌ای PGA و PGV تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک استخراج شده است. نتایج به دست آمده علاوه بر فراهم نمودن امکان پیش‌بینی احتمال آسیب‌پذیری دیوار در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، نشان می‌دهدکه افزایش طول تسمه‌ها از مقدار ۰/۶۵ به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (افزایش طول هم‌پوشانی از ۰/۳ تا ۰/۷ ارتفاع دیوار) تا ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود ۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، احتمال آسیب‌های لرزه‌ای این نوع دیوارها را کاهش می‌دهد.*

واژه‌های کلیدی منحنی‌های شکنندگی، دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، مدل سازی عددی، زلزله های میدان دور و میدان نزدیک.

Study on Seismic Vulnerability of the Back-to-Back MSE Walls Using Fragility Curves

Maryam Rahimi Alireza Firoozfar Hamid Alielahi

Abstract *In this research, the seismic behavior of the back-to-back MSE walls has been assessed in a probabilistic approach using the fragility curves and the effect of the overlapping length of the metal strips on the vulnerability of this type of walls has been investigated. To this end, the back-to-back MSE walls are simulated using FLAC2D finite difference program, and validated with a shaking table physical model test. So, using the results of nonlinear incremental analysis, fragility curves are analytically extracted based on PGA and PGV intensity measures under far-field and near-fault earthquakes. The obtained results, in addition to providing the possibility of predicting the vulnerability of the wall in different seismic intensities, indicate that increasing the length of the metal strips from 0.65 to 0.85 of the wall height (increasing the overlapping length from 0.3 to 0.7wall height), reduces the probability of seismic damage up to 35% in the far-field and by about 50% in the near-fault earthquakes, respectively.*

Key words Fragility curves, Back-to-back MSE walls, Seismic vulnerability, Earthquakes, Numerical modeling, Near Field and Far Field Earthquakes.

* تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۲/۱۰/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۱۴۰۳/۱/۲۵ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، زنجان، زنجان.

(۲) دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان.

(۳) نویسندهٔ مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد زنجان، دانشگاه آزاد اسلامی، زنجان.

Email: ha.alielahi@iau.ac.ir

مقدمه

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت که در آیین‌نامه بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا (Federal Highway Administration (USA)) از آن به اختصار تحت عنوان دیوارهای BBMSE (Back to Back Mechanically Stabilized Earth Walls) نام برده می‌شود، نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموما در کوله تکیه‌گاه دو طرف پل‌ها و شیروانی‌ها استفاده می‌شوند. نوپا بودن این تکنولوژی با وجود توسعه کاربری و عدم قناع دانش فنی موضوع به خصوص در شرایط دینامیکی، لزوم دستیابی به شناخت کافی از عملکرد این سیستم را مسجل می‌سازد. از معدود مطالعات انجام‌شده در این زمینه، می‌توان به مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزارFLAC (Fast Lagrangian Analysis of Contina) توسط هاردیانته و ترانگ (Hardianto and Truong) [1] اشاره نمود. نتایج مطالعات آن‌ها نشان داد که در دیوارهای خاک مسلح معمولی (MSE) که رانش دینامیکی به سمت نمای دیوار عمل‌کرده و جابه‌جایی فقط در جهت گسیختگی صورت می‌گیرد، دیوارهای پشت به پشت در هنگام زلزله قادر به حرکت در هر دو طرف هستند. همچنین جابه‌جایی در بالای دیوار بیشتر از جابه‌جایی پای دیوار بوده - است. ضمن اینکه جابه‌جایی‌ها به صورت خطی با افزایش شتاب زلزله، افزایش می‌یابند. نتیجه مطالعات محمد جبری و بن مبارک (Djabri and Benmebarek) [2] هم حاکی از حرکت دیوارها در دو جهت مخالف به همراه توزیع تغییر شکل متفاوت در ارتفاع دیوار بود. یزدان‌دوست و همکاران [3] با انجام آزمایش میز لرزه در مقیاس کوچک بر روی دیوار پشت به پشت مسلح با تسمه‌های فلزی، به بررسی اثر طول هم‌پوشانی مسلح‌کننده‌ها، نحوه چیدمان مسلح‌کننده‌ها بر روی توزیع نیروی کششی در طول مسلح‌کننده‌ها، تغییر مکان ماندگار و مکانیزم انتشار باندهای برشی پرداختند. این محققان نشان دادند که استفاده از مسلح‌کننده با طول هم‌پوشانی بیشتر در مقایسه با حالت بدون هم‌پوشانی (با طول کامل مسلح‌کننده بین دو دیوار پشت به پشت)، تأثیر بهتری بر کاهش بزرگ‌نمایی شتاب داشته، اما در مکانیزم شکست تأثیرگذار نبوده و هندسه سطح شکست تنها به ترتیب اتصال دو دیوار رو به روی یکدیگر بستگی دارد. همچنین افزایش فاصله دیوارها از یکدیگر منجر به افزایش کلی پروفیل جابه‌جایی جانبی شده به طوری که با جدایی کامل دیوارها از یکدیگر، جابه‌جایی جانبی به حداکثر مقدار خود می‌رسد.

توسعه روش‌های مناسب به‌سازی لرزه‌ای و ارزیابی لرزه‌خیزی و آسیب‌پذیری سازه‌ها تا حد زیادی می‌تواند میزان تلفات و خسارات ناشی از زلزله را کنترل کند. حصول عملکرد مناسب لرزه‌ای درگروی این موضوع است که مقاومت و ظرفیت‌های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه باشد [4]. مناسب‌ترین نحوه نمایش نیاز لرزه‌ای سازه‌ها، استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌باشد [7-5]. اولین بار، منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای جهت جلوگیری از آسیب‌دیدگی سازه‌های پر اهمیت هسته‌ای در هنگام زلزله، در سال ۱۹۸۰ برای نیروگاه هسته‌ای تولید و ارائه شدند. در واقع، کاربرد اصلی منحنی‌های شکنندگی در ارزیابی عملکرد سازه‌ها از نظر سطح تحمل نیروهای لرزه‌ای و تعیین ضوابط ساخت و ساز در مناطق لرزه‌خیز و مقاوم‌سازی موردنیاز به منظورکاهش سطح خسارت به سازه و تعیین ضریب ایمنی سازه‌ها است. این منحنی‌ها همچنین با ارزیابی خطرات زلزله و تخمین خسارات مالی محتمل، نقش مهمی در صنعت بیمه در جهت ارائه پوشش بیمه‌ای مناسب برای سازه‌ها دارند. این امر، علاوه بر بهینه‌سازی مدیریت ریسک سرمایه‌گذاری می‌تواند اقدام مؤثری در قیمت‌گذاری پوشش‌های بیمه‌ای لازم در راستای حفاظت از سازه‌ها باشد.

مریاما و همکاران [8] با استفاده از اطلاعات و گزارش خرابی‌های به دست آمده از شبکه لرزه‌نگاری بزرگ‌راه‌های ژاپن با استخراج دو منحنی شکنندگی بر حسب حداکثر سرعت زمین (PGV) دریافتند که آسیب جدی که ترافیک عادی را در بزرگ‌راه مختل می‌کند، ممکن است زمانی رخ دهد که PGV از حدود تقریبی ۴۵ سانتی‌متر بر ثانیه فراتر رود. ارگیرودیس (Argyroudis et al.) و همکاران [9] به ارزیابی سطح خسارت بر حسب محدوده نشست ایجاد شده در تکیه‌گاه‌های پل بر حسب نوع خاک پرداختند. علی‌الهی و رابطی مقدم [10] و جعفریان و میرایی [11] آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوار اسکله بلوکی را بر مبنای معیارهای خرابی راهنمای لرزه‌ای اسکله‌ها [12] بررسی کردند. کوستنتینی و بوزونی (Cosentini and Bozzoni) [13] به مدل‌سازی عددی سازه‌های نگهبان موجود

در شبکه جاده‌ای ایتالیا بر حسب ویژگی‌های هندسی دیوارها نظیر شکل و ارتفاع پرداخته و پاسخ سازه بر حسب جابه‌جایی و چرخش را به‌عنوان معیاری برای کارایی و عملکرد سازه پس از زلزله برحسب زلزله‌های رخداده در منطقه مرکزی ایتالیا به دست آوردند.

با مرور ادبیات فنی می‌توان مشاهده کرد که مطالعات محدودی در زمینه رفتار لرزه‌ای و منحنی‌های شکنندگی دیوارهای خاک مسلح به خصوص دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت انجام شده است. لذا در این تحقیق با هدف ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این نوع دیوارها، یک دیوار خاک مسلح پشت به پشت با تسمه‌های فولادی با استفاده از نرم‌افزار FLAC شبیه‌سازی شده است. برای انجام مطالعات پارامتری و ارائه منحنی‌های شکنندگی، ابعاد هندسی، چیدمان و نحوه تسلیح و پارامترهای مدل بر اساس مدل فیزیکی یزدان‌دوست و همکاران [3] در نظر گرفته شده که منطبق بر توصیه آیین‌نامه های رایج در این زمینه است. به جهت نوع کاربری و حساسیت این نوع دیوارها، با استفاده از انتخاب معیار آسیب حداکثر جابه‌جایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش برای سازه تعریف شده و تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت حرکات نیرومند زمین در دو حوزه زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک انجام شده است. سپس با استناد به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به تهیه و استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و بررسی احتمال خسارت وارد به دیوار مورد مطالعه پرداخته شده است.

معرفی تحلیل دینامیکی فزاینده (Incremental Dynamic Analysis) و شاخص خرابی

استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی مستلزم انجام تعداد زیادی از تحلیل‌های غیر خطی است که در آن‌ها پاسخ ناشی از رفتار غیرخطی مصالح و هندسه سازه در نظر گرفته شود. بدین منظور، سازه تحت مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله مقیاس شده متناسب و هم‌خوان با شرایط ساختگاه قرار می‌گیرد تا مجموعه داده‌های مورد نیاز برای ایجاد ارتباط بین یکی از مشخصه‌های زمین‌لرزه (Intensity Measures) (IMs) و پارامتر نیاز مهندسی (Engineering Demand Parameter) (EDP) تکمیل شود. علی رغم ثابت بودن محتوای فرکانسی و مدت زمان هر رکورد، تحلیل دینامیکی فزاینده اطلاعات ارزشمندی از وضعیت و طبیعت پاسخ سازه در سطوح مختلف شدت زلزله ارائه می‌نماید که توجیهی بر گسترش بهره‌گیری از این روش علی رغم دشواری و زمان‌بر بودن آن است.

یکی از جنبه‌های مهم هر شاخص شدت، همبستگی آن با آسیب‌های مشاهده شده در زلزله‌های واقعی است. مروری بر ادبیات فنی نشان می‌دهد که ارزیابی شکنندگی برای مشکلات ساختاری و ژئوتکنیکی به طور کلی بر اساس کمیت‌های اسکالر است و روال معمول در این زمینه، تعریف حداکثر شتاب افقی زمین (Peak Ground Acceleration) (PGA) به عنوان معیار شدت لرزه‌ای می‌باشد [14,15]. شتاب‌های افقی معمولا به علت رابطه طبیعی آن‌ها با نیروهای اینرسی جهت تشریح حرکات زمین استفاده می‌شوند. اگر چه پارامتر شتاب به تنهایی قادر به بیان پیچیدگی‌های حرکت زمین نبوده و اطلاعات دقیقی از مفاهیم وابسته به محتوای فرکانسی یا مدت حرکت ارائه نمی‌کند، اما به عنوان شاخص طراحی سازه‌هایی نظیر پل‌ها در زمره مهم‌ترین پارامترهای طراحی و تحلیل‌های لرزه‌ای محسوب می‌شود [13,15]. از طرف دیگر، به طور معمول دیوارهای خاک مسلح تغییر شکل‌های بزرگی را در حین زلزله تجربه خواهند نمود که کنترل دقیق این تغییرشکل‌ها برای جلوگیری از عملکرد نامطلوب آن‌ها در طی بارهای لرزه‌ای ضروری است. نتایج مطالعات محققانی نظیر فوکیشما و هایاشی [16] (Fukushima and Hayashi)، شفیعی‌زاده [17] و مولیالی و همکاران [18] (Mollaioli et al.)، نشان می‌دهد که اغلب در زلزله‌های میدان نزدیک، شدت‌های مبتنی بر سرعت می‌تواند همبستگی قوی‌تری با تقاضاهای تغییر شکل داشته باشند. همچنین اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و تجمع انرژی زلزله در مؤلفه‌های سرعت در محدوده‌های فرکانس بالای زلزله‌های میدان نزدیک مشهودتر می‌باشد [19]. بر این اساس و به جهت بحرانی بودن کنترل تغییر شکل در سازه‌های حساسی نظیر کوله‌پل‌ها، برای پوشش عدم قطعیت‌های ذاتی مرتبط با ماهیت تصادفی زلزله، در این مطالعه مجموعه رکوردهای طبیعی زلزله پس از بی‌بعد شدن در راستای شدت لرزه‌ای PGA از شدت حداکثر شتاب صفر تا 1g با گام‌های افزایشی ۰/۱g و شدت لرزه‌ای PGV، از شدت حداکثر سرعت صفر تا ۱۰۰ سانتی‌متر بر ثانیه با گام‌های افزایشی ۱۰ سانتی متر بر ثانیه طبقه‌بندی شدند.

با اینکه به طور خاص معیارهای کنترل جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح در شرایط استاتیکی در استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلفی ارائه شده [20] اما صرفا در تعداد محدودی از دستورالعمل‌های طراحی به معیار مشخصی برای کنترل جابه‌جایی در شرایط لرزه‌ای اشاره شده است. هانگ و همکارانش [21] (Huang et al.) محدوده ۲-۵ درصد از ارتفاع دیوار را به عنوان محدوده گذار از جابه‌جایی متوسط تا خسارت فاجعه‌بار در دیوارهای خاک مسلح بیان نمودند. کووانو و همکاران [22] (Kuwano et al.) در بررسی عملکرد ۱۶۰۰ دیوار خاک مسلح در خلال زلزله سال ۲۰۱۱ توهوکو، نشان دادند که کمتر از یک درصد از دیوارهای خاک مسلح در این این زلزله دچار آسیب جدی شدند و در بیشتر از ۹۰ درصد آن‌ها آسیبی مشاهده نشده است. ژانگ و همکارانش [23] (Zhang et al.) در مطالعه نتایج زلزله منطقه سیچوان (Sichuan disaster area) سه سطح عملکردی در محدوده ۱درصد، ۳/۵ درصد و ۶ درصد ارتفاع دیوار معرفی کردند. ژو و همکارانش [20] (Zhu et al.)، مقداری معادل ۴ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان پارامتر کنترل جابه‌جایی دیوار بیان کردند. در این راستا استانداردها و آیین‌نامه‌های مختلف نیز در این خصوص مشخصات خاصی تعریف کردند. آیین‌نامه بزرگراه‌های امریکا [24] و آیین‌نامه AASHTO (American Association Of State Highway and Transportation Officials) [25] این نسبت را بین ۴ تا ۹ درصد ارتفاع دیوار تعیین نمودند. در حالی که انجمن ملی بتن و مصالح ساختمانی آمریکا (National Concrete Masonry Association (USA)) [26]، ۳/۵ درصد ارتفاع دیوار را به عنوان شاخص کنترل دیوارهای خاک مسلح با بلوک‌های مدولار (Modular-block) پیشنهاد داده است. مرکز تحقیقات عمرانی و ساختمانی عمومی (ژاپن) (Public Works Research Center (Japan)) [27]، ۳ درصد ارتفاع دیوار را حد کنترل جابه‌جایی همه انواع دیوارها اعلام نموده است. همچنین مؤسسه استاندارد انگلستان ((British Standard (British)) [28]، ۵ درصد ارتفاع دیوار را به‌عنوان شاخص کنترل در نظر می‌گیرد. وزارت حمل و نقل ایالت واشنگتن (ایالات متحده آمریکا) ((Washington State Department of Transportation (USA)) [29]، شاخص کنترل جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح با نمای بتنی را ۴ درصد (در ۳ متر) عنوان نمود. بررسی آزمایش میز لرزه توسط لی و همکاران (Li et al.) [30] هم نشان داد که اگر چه با افزایش شتاب حداکثر، ترک و نشست زیادی در دیوارها اتفاق می‌افتاد، اما آسیب قابل توجهی در دیوارها رخ نداده - است. نتایج آزمایش‌های انجام شده کنترل جابه‌جایی در دیوارهای خاک مسلح با بلوک مدولار تحت بارگذاری لرزه‌ای افقی این محققان منجر به معرفی شاخص جابه‌جایی ۳/۸ درصد ارتفاع دیوار برای این نوع دیوارها شد. در این پژوهش، بر اساس مطالعات و پیشنهادهای مختلف ارائه شده، چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فروریزش در مقادیر جابه‌جایی صفر، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به عنوان شاخص‌های خرابی دیوار خاک مسلح پشت به پشت برای استخراج منحنی‌های شکنندگی انتخاب و مد نظر قرار گرفته است.

مدل‌سازی عددی و اعتبارسنجی

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، مدل عددی دوبعدی دیوار خاک مسلح پشت به پشت با استفاده از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC ساخته شده است. کالیبره نمودن رفتار مصالح و شرایط مرزی در تحلیل‌های پاسخ زمین، از مهم‌ترین گام‌های اولیه هر مدل‌سازی عددی محسوب می‌شوند. از طرفی استفاده از مدل‌های فیزیکی نیز برای درک رفتار نزدیک به واقعیت سازه‌های ژئوتکنیک و ارزیابی مدل‌های عددی و تحلیلی کاربرد فراوانی دارند. لذا در این مطالعه به منظور صحت‌سنجی مدل عددی، ابتدا یک مدل کوچک مقیاس بر اساس ابعاد، اندازه و مشخصات یکی از مدل‌های فیزیکی انجام شده توسط یزدان دوست و همکاران شبیه‌سازی شده (مدل با مقیاس آزمایشگاهی) و پس از تطبیق نتایج و اعتبارسنجی مدل عددی، مطالعات پارامتری و تحلیل دینامیکی بر روی مدل بزرگ مقیاس انجام گرفته است (جدول ۱). لازم به ذکر است که به دلیل امکان صحت‌سنجی مناسب بین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش میز لرزه، محدودیت‌هایی به جهت انتخاب ابعاد مدل‌سازی عددی و خصوصیات رفتاری مصالح در مدل لحاظ گردیده است. جهت تدقیق شرایط انتقال موج و جلوگیری از فیلتر شدن امواج با فرکانس‌های بالا، ابعاد هر المان با رعایت توصیه کولیمر و لیسمر(Kuhlemeyer and Lysmer) [31] ($\Delta L \le \frac{V_{s\,min}}{(8-10)f}$)، ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مدل رفتاری مورکولمب

(Mohr–Coulomb) در جدول (۲) ارائه شده است. لازم به ذکر است در روند اعتبارسنجی مدل عددی با نتایج آزمایش میز لرزه، استفاده از مدل رفتاری یاد شده به همراه ۵ درصد میرایی رایلی دارای بیشترین تطابق با نتایج مطالعه یزدان‌دوست و همکاران بوده است. به منظور کنترل عدم ایجاد تشدید در مدل و همچنین لزوم اعمال میرایی رایلی در فرکانس طبیعی سیستم، با فعال نمودن تحریک دینامیکی ارتعاش آزاد، با اعمال شتاب معادل گرانش زمین و محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، فرکانس طبیعی مدل در مدل کوچک مقیاس معادل ۱۰/۳ هرتز به دست آمده است. مشخصات و پارامترهای تسمه‌های فلزی به کار رفته در مدل اصلی و مدل مقیاس شده در این مرجع به همراه مقادیر استخراج شده به منظور مدل‌سازی عددی با نرم‌افزار FLAC در جدول (۳) ارائه شده است. همچنین جهت تطابق با مدل مرجع مورد نظر اثرات مربوط به فشار آب منفذی در مدل لحاظ نشده است.

در مرور مطالعات پیشین مشاهده می‌شود که تغییر شکل دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت به طول تسمه‌ها وابسته بوده و کاهش طول تسمه از۰/۷Hبه ۰/۵H باعث افزایش ناگهانی جابه‌جایی‌های دیوار خاک مسلح پشت به پشت خواهد شد [3,32]. این نسبت بحرانی مشابه با توصیه ادبیات فنی موجود در زمینه دیوارهای خاک مسلح یک طرفه در شرایط لرزه‌ای است [24,33]. همچنین طول بحرانی مسلح‌کننده‌ها ۰/۴تا ۰/۹ ارتفاع دیوار توصیه شده است [34]. با در نظر داشتن طول بحرانی تسمه و مقدار هم‌پوشانی مؤثر در کاهش تغییر شکل‌های دیوار، ابتدا به منظور اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد و مقیاس میز لرزه با طول تسمه ۰/۶۵H (۳۹ سانتی‌متر) تهیه شده است. در ادامه پس از انجام صحت‌سنجی، برای انجام مطالعات پارامتری، دو مدل در ابعاد بزرگ مقیاس با نسبت عرض به ارتفاع واحد برای اعمال اثر اندرکنشی دیوارها نسبت به یکدیگر ساخته شده است. در مدل اول (A)، طول تسمه ۳/۹ متر (۰/۶۵H) و طول هم‌پوشانی ۱/۸ متر (۰/۳H) و در مدل دوم (B) طول تسمه ۵/۱ متر (۰/۸۵H) و طول هم‌پوشانی۴/۲ متر (۰/۷H) در نظر گرفته شده است. به منظور شبیه‌سازی تسمه‌های فولادی از دستور استریپ (Strip) در برنامه FLAC استفاده شده است. مدل رفتاری این المان از نوع الاستوپلاستیک با قابلیت تحمل نیروهای محوری و مدل‌سازی غیرخطی اندرکنش تسمه و خاک می‌باشد. با استفاده از تعریف عرض محاسباتی و تعداد استریپ در جهت خارج از صفحه در این دستور، خصوصیات عناصر تسلیح به صورت خودکار با یک الگوی منظم در عرض مدل و در بعد سوم دیوار توزیع می‌شوند. همچنین رفتار برشی سطح مشترک خاک- تسمه‌ها توسط یک پوش گسیختگی برشی غیر خطی که بر اساس تنش همه‌جانبه تغییر می‌کند، تعریف می‌شود [31]. پدیده اتساع خاک متراکم در هنگام گسیختگی توسط خاک اطراف محدود و باعث افزایش موضعی فشار عمودی و کاهش فشار افقی می‌شود. اعمال این پدیده سه‌بعدی در روش‌های طراحی دو بعدی، به وسیله تعریف ضریب اصطکاک ظاهری انجام می‌شود [35]. به دلیل محدودیت اثر اتساع، این ضریب با افزایش تنش همه‌جانبه کاهش می‌یابد و مقدار آن بین ضریب اصطکاک ظاهری اولیه $\left(f_0^*\right)$و حداقل ضریب اصطکاک ظاهری $\left(f_1^*\right)$ از سطح توده خاک تا عمق ۶ متر متغیر است [36]. از آنجایی که پارامترهای توابع اندرکنشی از نتایج آزمایش بیرون‌کشیدگی تسمه‌ها استخراج می‌شوند، در شبیه‌سازی اینترفیس (Interface) بین خاک و تسمه فلزی، به مقادیر حاصل از آزمایش‌های بیرون‌زدگی تحقیق عبدالوهاب و همکارانش [37] استناد شده است.

جدول ۱ ابعاد هندسی مدل‌سازی فیزیکی [3] و عددی

	ابعاد مدل مقیاس کوچک (متر)	ابعاد مدل مقیاس بزرگ (متر)
طول پی	۱/۸۲	۱۸/۲
ارتفاع پی	۰/۲	۲
عمق مدفون پی	۰/۰۴	۰/۴
طول خاکریز مسلح دیوار	۰/۶	۶
ارتفاع دیوار خاک مسلح	۰/۶	۶

جدول ۲ مشخصات پارامترهای خاکی مدل‌سازی فیزیکی [3] و عددی

پارامترهای مصالح خاکی میز لرزه (ماسه سیلتی با وزن مخصوص ۲/۶۶)		پارامترهای مصالح خاکی فونداسیون در مدل FLAC		پارامترهای مصالح خاکی دیوار در مدل FLAC	
حداکثر وزن واحد خشک [kN/ m^3]	۱۶/ ۶	وزن مخصوص [kg/ m^3]	۱۵۹۰	وزن مخصوص [kg/ m^3]	۱۶۳۰
حداقل وزن واحد خشک [kN/ m^3]	۱۴/ ۶	مدول بالک [kPa]	۲۴۷۰	مدول بالک [kPa]	۳۲۱۰
چسبندگی[kPa]	۴	مدول برشی [kPa]	۱۱۴۰	مدول برشی [kPa]	۱۴۸۰
زاویه اصطکاک حداکثردر تراکم ۶۵ درصد [°]	۴۱–۴۵	چسبندگی [kPa]	۴	چسبندگی [kPa]	۴
زاویه اصطکاک حداکثردر تراکم ۸۵ درصد [°]	۴۷–۴۴	زاویه اصطکاک [°]	۴۱	زاویه اصطکاک [°]	۴۵
زاویه اتساع در تراکم ۶۵ درصد [°]	۷–۵	زاویه اتساع [°]	۵	زاویه اتساع [°]	۸
زاویه اتساع در تراکم ۸۵ درصد [°]	۹–۸	مقاومت کششی [°]	۰	مقاومت کششی [°]	۰

جدول ۳ مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی فیزیکی [3] و مدل‌سازی عددی

مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی فیزیکی			مشخصات مسلح‌کننده در مدل‌سازی عددی		
شاخص خصوصیات مسلح‌کننده	نمونه اولیه	میز لرزه	شاخص خصوصیات مسلح‌کننده	ابعاد اصلی	ابعاد میز لرزه
جنس تسمه‌های مسلح‌کننده	استیل	فسفر- برنز	چگالی [kg/m3]	۷۷۵۰	۸۸۳۰
ضخامت تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۴	۰/۴	ضخامت تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۴	۰/۴
عرض تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۵۰	۵	عرض تسمه‌های مسلح‌کننده (mm)	۵۰	۵
ازدیاد طول در بار کششی نهایی ε_u[%]	۰/۳۷	۰/۴۶	عرض محاسباتی (m)	۰/۷۵	۰/۰۷۵
بار کششی نهایی در واحد سطح T[MPa]	۵۰۲/۵۲	۶۱/۵۵	تعداد تسمه‌ها (خارج از صفحه)	۱۰	۱۰
سختی کششی مقطعی در ε_u، E [GPa]	۱۳۵/۹۷	۱۴/۲۹	مدول الاستیک هر عرض محاسبه (خارج از صفحه)[GPa]	۲۰۰	۹۳/۱
مقاومت بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلوپاسکال	۷/۱۹	۰/۰۷	محدودیت نیروی کششی نوار [MPa] (stryield)	۵۰۲/۵۶	۶۱/۵۵
مقاومت بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلوپاسکال	۸/۹۵	۰/۰۹	محدودیت نیروی فشاری نوار [MPa] (strcomp)	۰	۰
جابه‌جایی بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷ و ۱۴ کیلوپاسکال	۰/۴۷	۰/۵۷	ضریب اصطکاک ظاهری اولیه (f_0^*)	۱/۵	۱/۵
جابه‌جایی بیرون‌زدگی در واحد طول تحت تنش قائم ۷۰ و ۱۴۰ کیلوپاسکال	۰/۳۵	۰/۴۳	حداقل ضریب اصطکاک ظاهری (f_1^*)	۰/۷۲۷	۰/۷۲۷
			تنش همه جانبه انتقالی [kPa] (Sig 0)	۷۰	۷
			سختی برشی تسمه / اینترفیس [kPa] Strkbond	۸۳۱	۸۳۱
			چسبندگی تسمه / اینترفیس [Pa] Strsbond	۳۰۰۰	۳۰۰۰

علاوه بر این، برای شبیه‌سازی نما، از المان دوبعدی تیر با وزن مخصوص ۲۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول الاستیسیته ۲۰ گیگاپاسکال استفاده شده است. این المان با قابلیت تحمل نیروهای خمشی، برشی و محوری و مدل رفتاری الاستوپلاستیک می‌تواند گزینه مناسبی برای مدل‌سازی رفتار قطعات بتنی نما باشد [31].

برای شبیه‌سازی اندرکنش بین خاکریز و نما از یک لایه نازک خاک با مقاومت برشی و سختی کاهش یافته که به طور

مستقیم بین عناصر قرار گرفته، به‌عنوان اینترفیس استفاده شده است. این رابطها به صورت خطی الاستیک- کاملا پلاستیک با معیار شکست مور کولمب مدل‌سازی می‌شوند. در این معیار، تنش برشی عناصر رابط به صورت خطی با افزایش جابه‌جایی نسبی افزایش یافته و در حداکثر تنش برشی شروع به تسلیم می‌کند. تنش برشی حداکثر با رابطه زیر قابل محاسبه است [38]:

$$\tau_{max}=C_{int}+\sigma'_n\Phi'_{int} \quad (1)$$

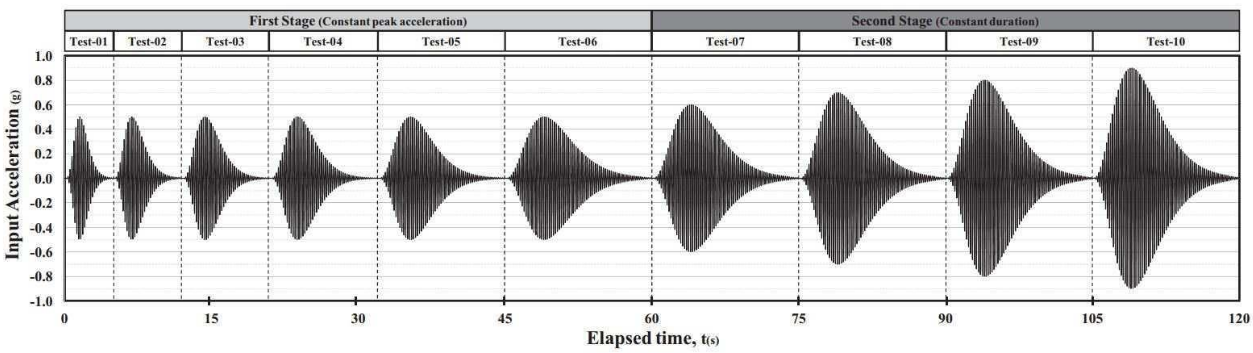
که در آن، C_{int}، چسبندگی اینترفیس؛ σ'_n، تنش عمودی مؤثر و Φ'_{int}، زاویه اصطکاک داخلی اینترفیس است که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Phi'_{int} = \tan^{-1}\left(C_{rf} \tan \Phi_i\right) \quad (2)$$

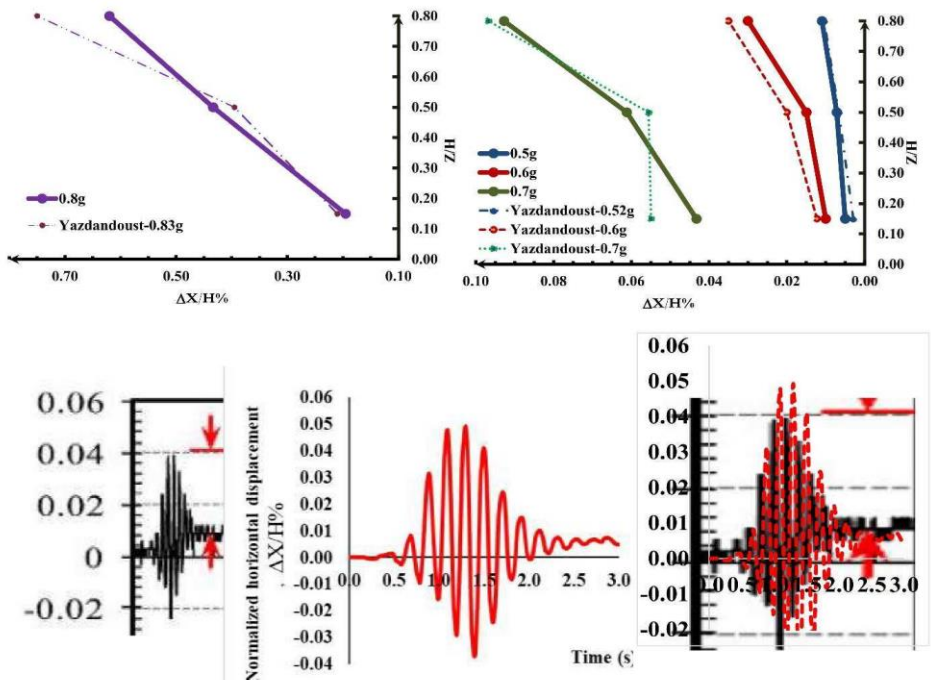
C_{rf}، فاکتور کاهشی و Φ_i زاویه اصطکاک داخلی خاک است. برای این منظور، ضریب کاهش ۰/۶۷ برای محاسبه زاویه اصطکاک اینترفیس بین خاکریز و نما استفاده شده است [38-40]. همچنین زاویه اتساع اینترفیس صفر در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی مرزهای عددی در حالت استاتیکی، مرزهای کناری در جهت افقی ثابت و در جهت عمودی آزاد در نظر گرفته شدند تا پی در اثر وزن خاکریز اجازه نشست داشته باشد. اما مرزهای پایینی مدل در هر دو جهت افقی و عمودی، ثابت شده است. در تحلیل دینامیکی به منظور جلوگیری از بازتاب امواج به داخل مدل، توده نیمه بی‌نهایت خاک در مرزهای کناری به صورت مرزهای آزاد (Free Field Boundary) تعریف شده است. همچنین مرز تحتانی به دلیل شبیه‌سازی با شرایط مرزی میز لرزه، به صورت گیردار مدل شده است. بنا به توصیه راهنمای FLAC [31]، مدل مورد نظر قبل از اعمال شرایط میدان آزاد در مرزهای کناری، باید تحت تعادل استاتیکی باشد. این امر، در هر مرحله از ساخت و همچنین پایان ساخت با برقراری نسبت بیشترین نیروی نامتعادل‌کننده در برابر بارگذاری بین ۱درصد تا ۰/۱درصد، تأمین شده [31] و پس از صفر کردن جابه‌جایی‌های ایجاد شده در شرایط استاتیکی، شرایط میدان آزاد به مدل اعمال شده است. همچنین در روند انجام اعتبارسنجی، مدل عددی تحت تحریک تناوبی با دامنه و زمان متغیر [41] مطابق شکل (۱)، قرار گرفته و پاسخ تغییر مکان ماندگار مدل در سه نقطه از نمای سمت چپ دیوار در مدل‌سازی عددی به همراه تاریخچه زمانی تغییر مکان بالاترین نقطه نمای دیوار با نتایج بی‌بعد شده حاصل از مدل‌سازی فیزیکی مقایسه شده است (شکل۲). همان طور که مشاهده می‌شود نتایج مدل‌سازی عددی هم‌خوانی نسبتا مناسبی با نتایج آزمایش میز لرزه دارد.

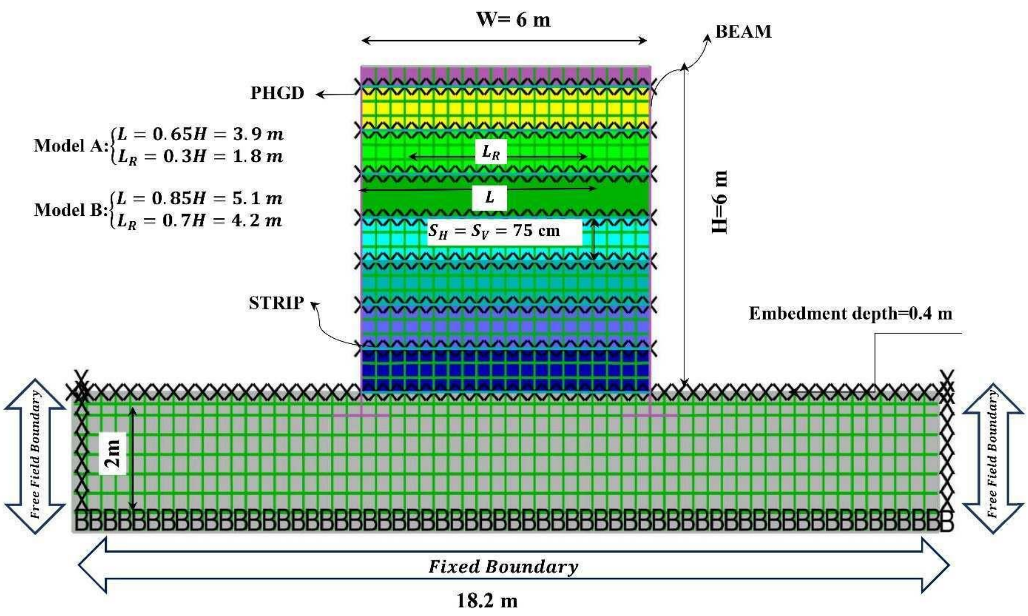
پس از اعتبارسنجی، مدل عددی در ابعاد واقعی دیوار خاک مسلح پشت به پشت مطابق مراحل ساخت دیوار ساخته و تعادل استاتیکی مدل برقرار شده است (شکل ۳). در این مرحله فرکانس طبیعی مدل بزرگ مقیاس نیز با محاسبه زمان یک دور نوسان آزاد و نامیرای سیستم، مقدار ۰/۴۵ هرتز به دست آمده است.



شکل ۱ امواج هارمونیک استفاده شده در مدل اعتبارسنجی [3]



شکل ۲ نتایج اعتبارسنجی مدل‌سازی عددی



شکل ۳ مدل عددی با نرم‌افزار FLAC

با وجود اینکه برای انتخاب زلزله‌ها در تحلیل‌های تقاضای لرزه‌ای مورد نیاز تولید منحنی‌های شکنندگی، قانون مشخصی تصویب نشده است [42]، اما وابستگی نتایج تحلیل دینامیکی به رکوردهای ورودی قابل انکار نیست. شوم و همکاران [43] در تحقیقی انتخاب زلزله‌ها را منوط به سازگار بودن با محیط مورد مطالعه و بر اساس بزرگا و فاصله کانونی معین اعلام نمودند.

سازمان مدیریت بحران ایالات متحده آمریکا، FEMA (Federal Emergency Management Agency, P695) [44] نیز در گزارش P695 به نحوه انتخاب مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود پرداخته و ضمن توصیه بر استفاده از حرکات نیرومند زمین به جهت پوشش احتمال فروریزش سازه‌ها، رکوردها را به دو دسته دور از گسل (Far Field) و نزدیک به

گسل (Near Field) دسته‌بندی نموده است. لازم به توضیح است که جنبش زمین در نزدیک گسل تحت تأثیر مکانیزم شکست، جهت گسترش گسلش نسبت به ساختگاه و تغییر مکان ماندگار زمین قرار دارد و این عوامل در مجموع سبب ایجاد دو پدیده جهت‌پذیری پیش‌رونده (پالس پریود بلند قوی) در مؤلفه تاریخچه زمانی سرعت و تغییر شکل ماندگار (گام جهشی تغییر مکان) می‌شوند [19,45]. به جهت بررسی اثر تخریبی تجمع انرژی حاصل از جهت‌پذیری پیش‌رونده، زلزله‌های میدان نزدیک انتخاب شده بر اساس توصیه راهنمای فنیFEMA (FEMA, P-2082- 1) دارای فاصله رومرکزی کمتر از ۱۰ کیلومتر تا گسل و حاوی پالس پریود بلند می‌باشند [19,46]. در همین راستا، دو مجموعه جداگانه از زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک هر کدام حاوی هفت رکورد از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله دانشگاه برکلی [47] (Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ground motion database)، انتخاب و مؤلفه افقی قوی‌تر به مدل اعمال شده است (جداول ۴ و ۵).

جدول ۴ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان دور مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق۳۰متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Chi-Chi	HWA002	تایوان	1999	7/62	55/3	789/18	0/095	10/1	E-W
								0/036	6/19	N-S
۲	Chuetsu-oki	FKSH07	ژاپن	2007	6/8	77/65	828/95	0/0362	1/02	E-W
								0/0397	0/68	N-S
۳	Duzce	Lamont 1060	ترکیه	1999	7/14	25/78	782	0/05	6/69	E-W
								0/03	9/37	N-S
۴	Molise	Sannicandro	ایتالیا	2002	5/7	49/6	865	0/037	1/07	E-W
								0/035	1/28	N-S
۵	San Fernando	Cedar Springs Allen Ranch	آمریکا	1971	6/61	89/37	813/48	0/022	1/82	E-W
								0/0155	1/19	N-S
۶	Tottori	HYG007	ژاپن	2000	6/61	99/64	760/54	0/035	1/38	E-W
								0/039	1/07	N-S
۷	Whittier Narrows-01	Vasquez Rocks Park	آمریکا	1987	5/59	47/25	996/43	0/06	2/03	E-W
								0/068	1/69	N-S

جدول ۵ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های میدان نزدیک مورد استفاده در تحلیل

شماره	نام زلزله	ایستگاه	کشور	سال	بزرگا	فاصله از گسل (کیلومتر)	سرعت موج برشی در عمق۳۰متر (m/s)	حداکثر شتاب زمین (g)	حداکثر سرعت زمین (cm/s)	جهت
۱	Kobe	Kobe University	ژاپن	1995	6/9	0/9	1043	0/28	56/15	E-W
								0/31	34/39	N-S
۲	Kocaeli	Izmit	ترکیه	1999	7/51	3/62	811	0/22	35/07	E-W
								0/16	20/28	N-S
۳	Sierra Madre	Mt Wilson - CIT Seis Sta	آمریکا	1991	5/61	2/64	680/37	0/28	13/1	E-W
								0/19	7/98	N-S
۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	آمریکا	1989	6/93	8/84	1428/14	0/44	30/07	E-W
								0/52	41/85	N-S
۵	Kozani, Greece-03	Chromio Anapsiktirio	یونان	1995	5.3	9.98	520/19	0/12	4.33	E-W
								0/13	4.92	N-S
۶	Landers	Lucerne	آمریکا	1992	7/28	2/19	1369	0/7	97/55	E-W
								0/7	31/5	N-S
۷	Tabas	Tabas	ایران	1978	7/35	1/79	766/77	0/82	99/18	E-W
								0/93	111/35	N-S

منحنی‌های شکنندگی

توابع شکنندگی هر سیستم گویای فرایندهای منجر به وقوع خرابی یا شکست یک سیستم در طول یک رخداد لرزه‌ای است. این توابع احتمال تجاوز پاسخ تقاضای لرزه‌ای EDP (Engineering Demand Parameter) از پاسخ حالت حدی آن سیستم LS (Limit State) را به ازای یک پارامتر شدت خاص حرکت نیرومند زمین IM محاسبه می‌نمایند. محاسبه EDP از طریق پاسخ آنالیز تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی آن سیستم صورت می‌گیرد که هر یک از این پاسخ‌ها از یک پارامتر IM خاص از آن تاریخچه زمانی به دست می‌آیند. رابطه بین پاسخ‌های حاصل از تاریخچه زمانی دینامیکی غیر خطی (تقاضای لرزه‌ای EDP) و پارامترهای IM (شدت PGA و PGV) با ابزار آماری رگرسیون توصیف می‌شود.

$$\mathrm{Ln(EDP)} = a + b\mathrm{Ln(IM)} \qquad (۳)$$

با توجه به خواص احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، ظرفیت فروریزش یا شکست سازه‌ها با استفاده از برازش توزیع احتمالاتی لوگ نرمال محاسبه می‌شود. با توزیع لوگ نرمال مقادیر منفی متغیر تصادفی حذف و احتمال شرطی اینکه در هر سطح شدت لرزه‌ای خاص، آسیبی بیش از حالت‌های آسیب برای هر سطح آسیب حدی (LS_m) تجربه نماید، از رابطه زیر محاسبه می‌شود [48]:

$$P\left[EDP \ge LS|IM\right] = 1 - \left[EDP < LS|IM\right] = 1 - \Phi\left(\frac{\mathrm{Ln}(LS_m) - \lambda_x}{\xi_x}\right)$$

$$0 \le X < \infty \qquad (۴)$$

که در آن $\Phi(.)$، تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و LS_m حالت حدی خسارت در سازه و λ_x و ξ_x پارامترهای توزیع تصادفی متغیر جابه‌جایی x می‌باشند. به دلیل شباهت‌های توزیع نرمال و توزیع لوگ نرمال، پارامترهای توزیع لوگ نرمال به ترتیب از دو پارامتر امید ریاضی یا میانگین (E) (Expected value) و انحراف معیار توزیع نرمال ($\sqrt{\mathrm{Variance}}$) (Standard deviation) محاسبه می‌شوند [48].

$$\lambda_x = E(\mathrm{Ln}x) = \mathrm{Ln}\mu_x - \frac{1}{2}\xi_x^2 \qquad (۵)$$

و با توجه به رابطه کوواریانس (Covariance)، ($COV = \delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$):

$$\xi_x^2 = \mathrm{Variance}(\mathrm{Ln}x) = \mathrm{Ln}\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) = \mathrm{Ln}\left(1 + \delta_x^2\right) \qquad (۶)$$

نتایج و بحث

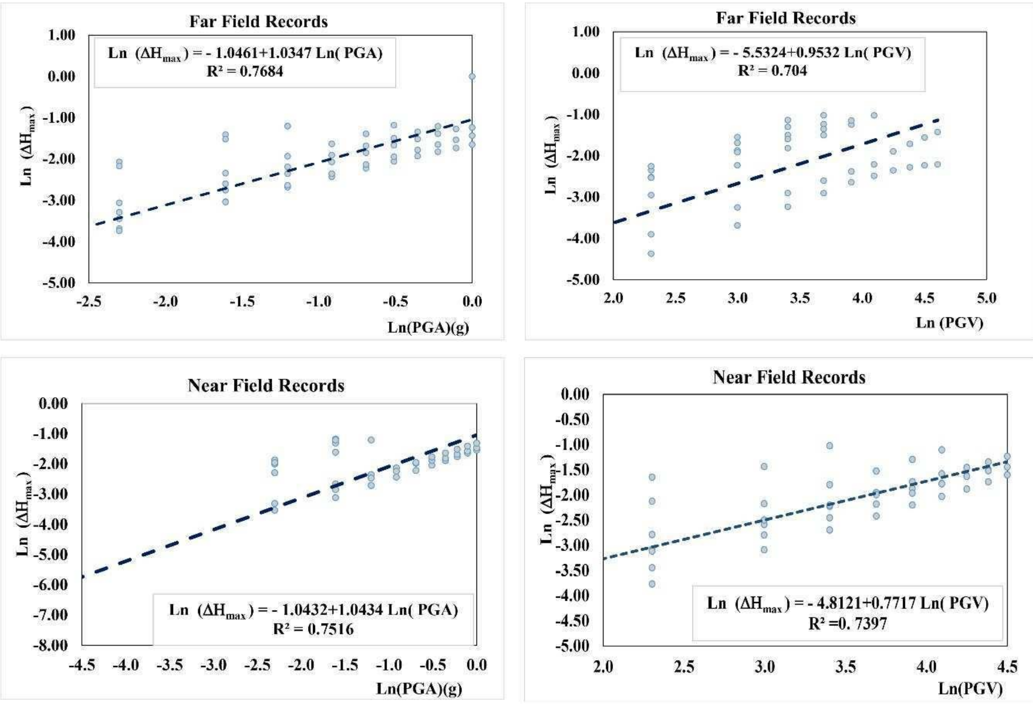
بر اساس ادبیات فنی موجود، جابه‌جایی دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت در بالای دیوار بیشترین مقدار خود را دارا می‌باشد. بنابراین، نقطه بررسی حداکثر تغییر شکل دیوار، بر روی نمای سمت چپ و در نزدیکی تاج دیوار انتخاب شده است [1-3] و [15]. سپس منحنی‌های شکنندگی بر اساس سطوح مختلف آسیب تعریف شده بر مبنای حداکثر جابه‌جایی افقی PHGD (Peak Horizontal Ground Displacment) قسمت فوقانی نمای دیوار خاک مسلح پشت به پشت در مقابل افزایش شدت‌های لرزه‌ای PGA و PGV استخراج شده‌اند که مبین تغییرات رفتاری دیوار تا رسیدن به یک حالت شکست می‌باشند.

به منظورتکمیل مجموعه داده‌های مورد نیاز برای رسم منحنی‌های شکنندگی، ۳۸۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی با یک دستگاه لب‌تاپ با مشخصات Intel(R) Core(TM) i7-5500U CPU @ 2.40GHz به مدت حدود ۱۳۰۰ ساعت در قالب مجموعه تاریخچه‌های زمانی بی‌بعد شده و افزایشی حداکثر شتاب و حداکثر سرعت رکوردهای منتخب (جداول ۴ و ۵) به تفکیک حوزه دور و نزدیک با گام‌های افزاینده شدت شتاب ۰/۱g و سرعت ۱۰cm/s مدل شده است.

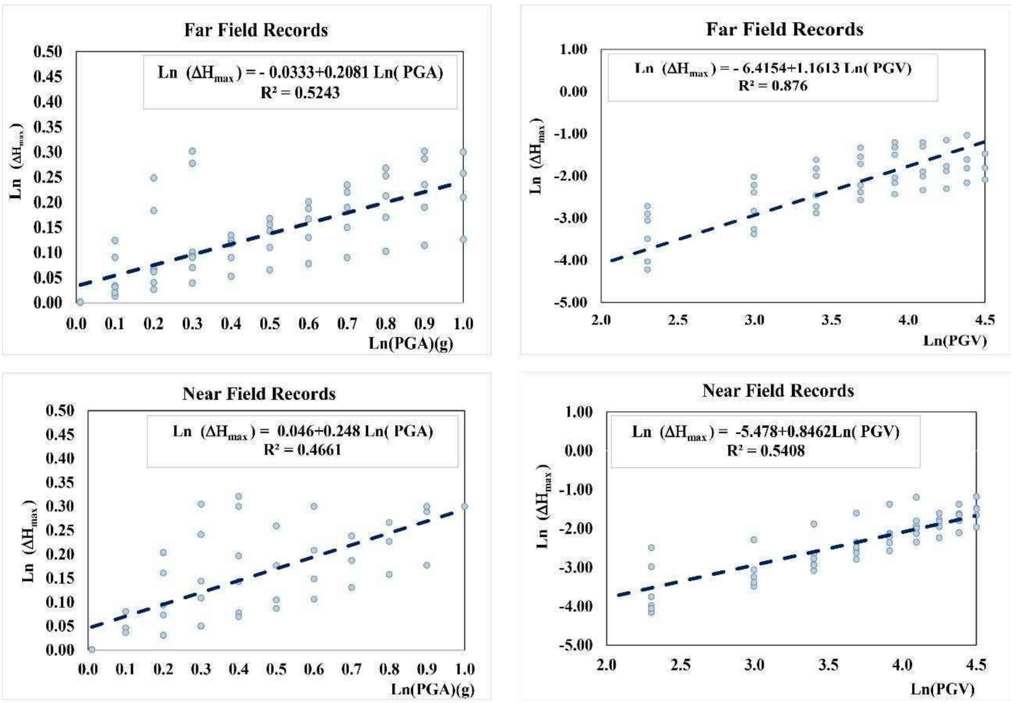
بررسی کارایی (Efficiency) و کفایت (Sufficiency) شاخص‌های پاسخ

تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل‌های دینامیکی به عنوان شاخص پاسخ در برگیرنده عدم قطعیت‌ها بوده و می‌بایست دو شرط کارایی و کفایت را اقناع نمایند. کارایی به معنای وجود حداقل پراکندگی پاسخ مورد نظر تحت IM مشخص است و کفایت هم بدین معنا است که اگر IM به گونه‌ای انتخاب شود که پاسخ متناظر آن شدت مستقل از بزرگی و فاصله تا گسل باشد، مقیاس‌کردن رکوردها تخمین مناسب‌تری را فراهم خواهد نمود. به منظور بررسی پراکندگی داده‌ها، ضرایب رگرسیون داده‌ها به همراه ضریب تعیین R^2 استخراج شده است (شکل‌های ۴ و۵).

همان طور که مشاهده می‌شود ضرایب به‌دست آمده نشانگر توانایی و کارایی پارامترهای شتاب (PGA) و سرعت (PGV) در جهت پیش‌بینی پارامتر حداکثر جابه‌جایی دیوار (ΔH_{max}) است.

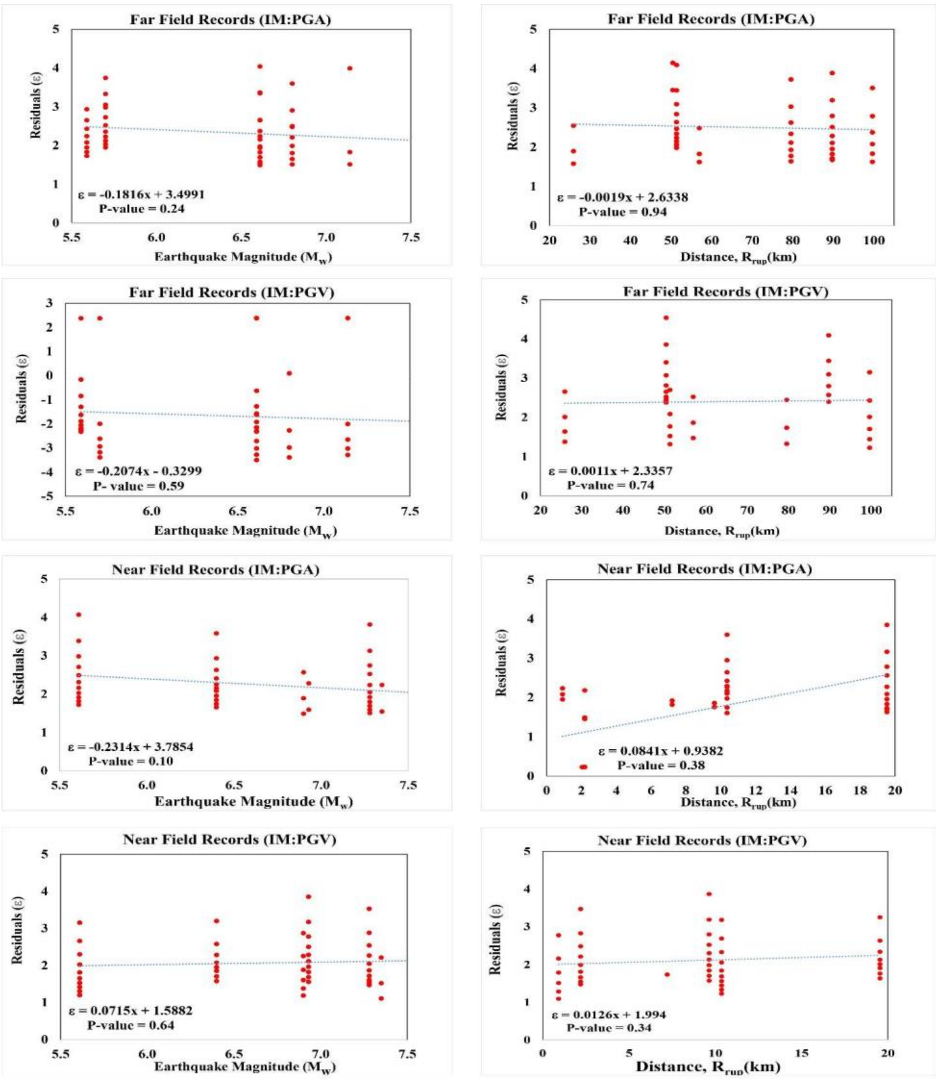


شکل ۴ بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل A



شکل ۵ بررسی کارایی شاخص‌های شدت بر حسب پراکندگی داده‌ها در مدل B

از طرفی، فرضیه صفر در آمار و احتمالات، فرضیه‌ای است که به عنوان فرض پایه یا فرض مقدماتی برای آزمون در نظر گرفته می‌شود. این فرضیه معمولا ادعایی است که می‌بایست با استفاده از داده‌ها و آزمون‌های مختلف بررسی شود. در این مطالعه به جهت حذف مقادیر منفی از دامنه پاسخ‌ها، از فرض توزیع لوگ نرمال استفاده شده است. آزمون تعیین کفایت، روشی است جهت تشخیص اینکه آیا متغیر مورد بحث از تابع توزیع احتمال مفروض تبعیت می‌کند یا خیر. بدین منظور سطح اهمیت خاصی تعریف می‌شود که با اندازه آماری که از آزمایش‌های مرتبط در این زمینه استخراج شده است، مقایسه می‌شود [5]. معمولا مقادیری که برای این سطح اهمیت در نظر گرفته می‌شوند برابر ۰/۰۱، ۰/۰۵ و یا ۰/۱ می‌باشند [49] که در این مطالعه مقدار ۰/۰۵ به عنوان معیار در نظر گرفته شده است [50]. این مقادیر که باعث قبول یا رد شدن فرض آزمون می‌شوند، P − value نامیده شده و با استفاده از اهمیت آماری خط برازش مانده‌های حاصل از تحلیل رگرسیون بین پارامتر نیاز مهندسی و بزرگا یا فاصله از گسل تعیین می‌شوند [51]. مقدار مانده (ε)، اختلاف حسابی بین تحلیل رگرسیون تک پارامتری مقادیر پاسخ شدت‌های شاخص مورد استفاده (پاسخ حداکثر جابه‌جایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی) و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون آن‌ها بر اساس بزرگا (M_W) و فاصله از گسل (M_{Rup}) است که با استفاده از رابطه (۷) محاسبه شده است.



شکل ۶ بررسی کفایت شاخص‌های شدت بر حسب بزرگا و فاصله از گسل در مدل A

تخمین رگرسیون حاصل از آزمون آماری t- test این مانده حسابی منجر به استخراج معیار کمی اهمیت آماری P – value شده است که در شکل (۶) قابل مشاهده است. حصول مقادیر کمتر از سطح اهمیت مشخص شده ۰/۰۵[۵۰]، برای یک شاخص شدت مشخص، آن شدت شاخص را در زمره معیارهای شدت بی‌کفایت قرار خواهد داد.

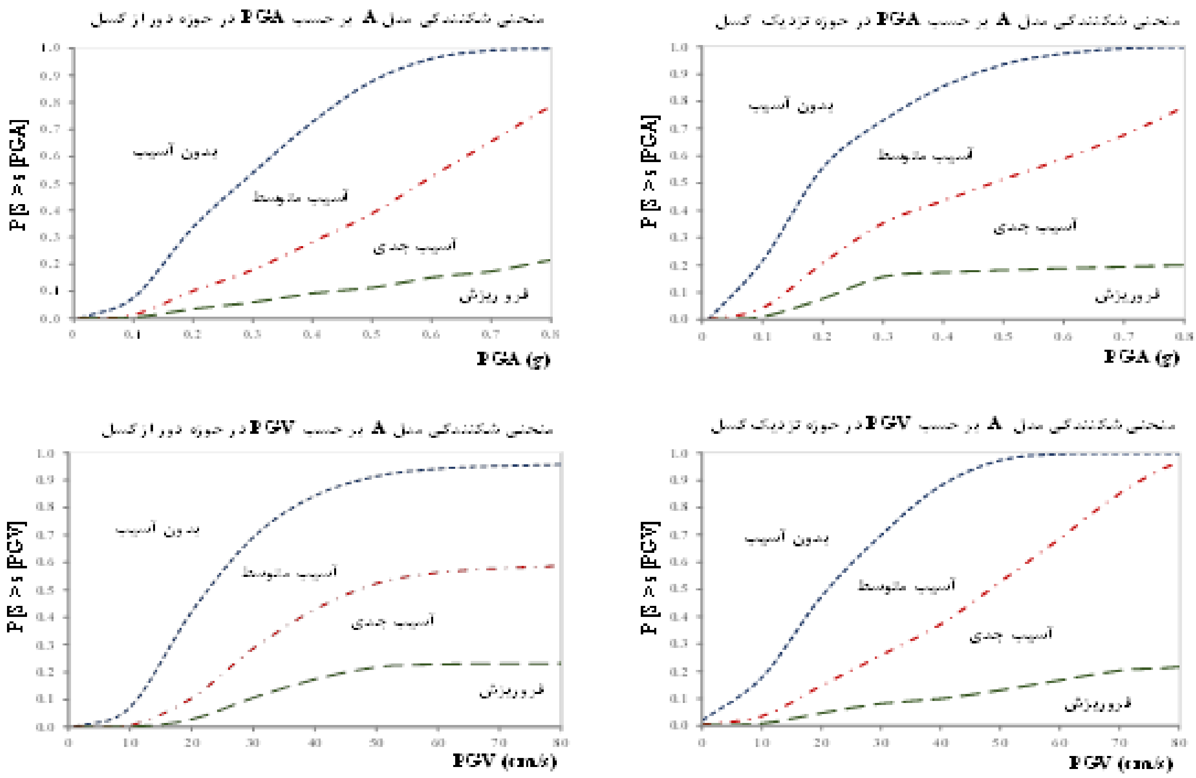
$$\varepsilon|_\mathrm{IM} = a_M + b_M \cdot M_W \text{and} |\mathrm{IM} = a_R + b_R \cdot M_{Rup}$$

(۷)

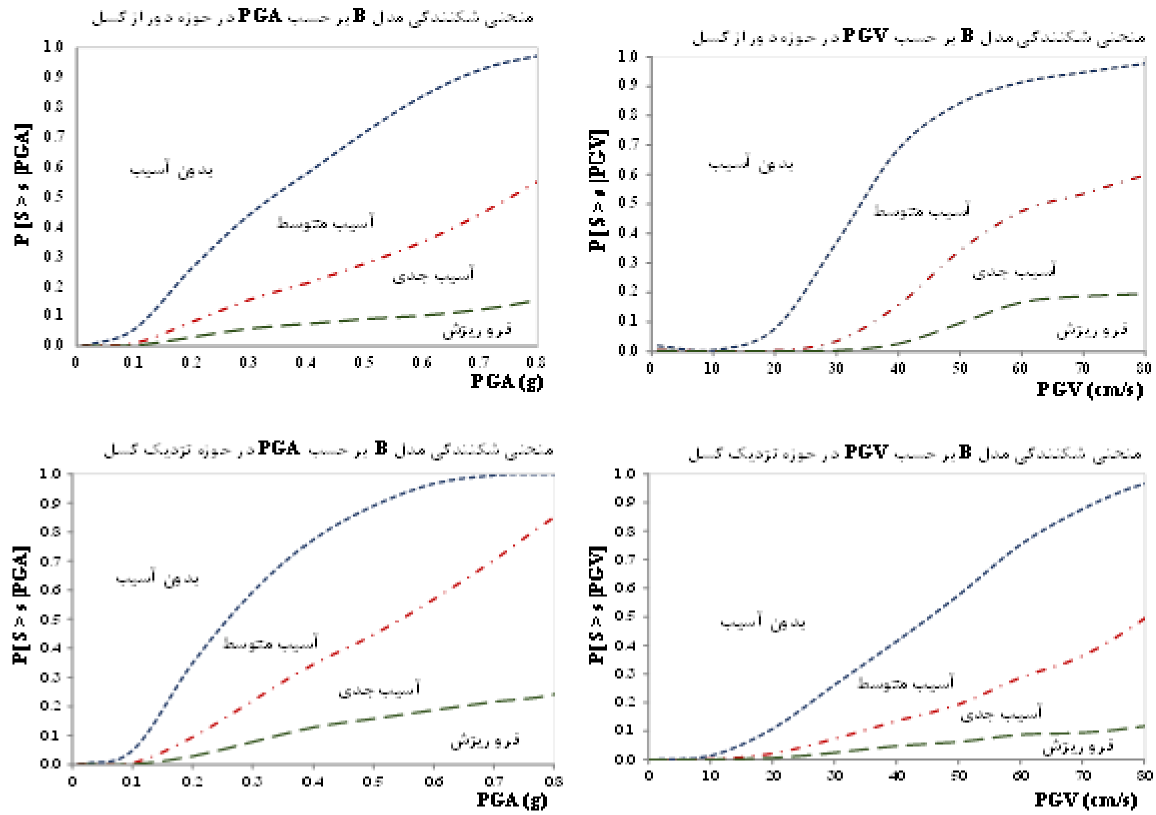
P – value های استخراج شده نشان دادند که با فرض توزیع لوگ نرمال، شاخص‌های شدت شتاب و سرعت هر کدام به تنهایی از کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند. ضمن اینکه در هر دو حوزه دور و نزدیک، شاخص PGA نسبت به فاصله از گسل و شاخص PGV نسبت به بزرگای زلزله از کفایت بالاتری برخوردار است.

استخراج منحنی‌های شکنندگی

پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، به‌عنوان تقاضای لرزه‌ای، با معیار سطوح جابه‌جایی انتخاب شده به‌عنوان ظرفیت مقایسه شده و در صورتی که تقاضا بیشتر از ظرفیت شود، برای سازه گذر از سطح عملکرد تعریف می‌شود. منحنی‌های شکنندگی استخراج شده بدین طریق بر اساس شدت‌های لرزه‌ای شتاب و سرعت با تفکیک رکوردهای نزدیک و دور از گسل در شکل‌های (۷ و ۸) ارائه شده است.



شکل ۷ منحنی‌های شکنندگی مدل A برحسب شاخص PGA و PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک



شکل ۸ منحنی‌های شکنندگی مدل B برحسب شاخص PGA و PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

به طور کلی منحنی‌های شکنندگی احتمال خسارت سازه را برحسب تابعی از شدت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهند و بیانگر تغییر رفتار دیوار با افزایش شدت‌ها تا رسیدن به حالت شکست یا ظرفیت مد نظر است. به طور مثال، با وقوع زلزله‌ای به شدت ۰/۵gدرحوزه دور از گسل، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل A با میزان هم‌پوشانی ۰/۳H، به احتمال حداقل ۸۵ درصد دچار آسیب متوسط، ۴۲ درصد دچار آسیب جدی شده و حداقل ۱۳درصد احتمال فروریزش خواهد داشت. به عبارت دیگر، با وقوع زلزله‌ای به شدت ۰/۵gدر زلزله‌های حوزه دور، این دیوار ۶ متری به ترتیب ۴۲، ۸۵ و ۱۳درصد احتمال دارد که به ترتیب جابه‌جایی بیشتر از ۲۱، ۱۲ و۳۰ سانتی‌متر را تجربه نماید. در حالی که در زلزله‌های حوزه نزدیک احتمال آسیب متوسط معادل ۹۲ درصد، احتمال آسیب جدی معادل ۵۰ درصد و احتمال فروریزش معادل ۲۰ درصد است. در همین راستا، اگر معیار شدت لرزه‌ای حداکثر سرعت زلزله باشد، یک زمین لرزه با حداکثر سرعت۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه در زلزله‌های حوزه دور از گسل ۵۲، ۹۱ و ۲۲ درصد به ترتیب احتمال خواهد داشت که از سطوح آسیب متوسط، جدی و فروریزش عبور نماید.

ضمن اینکه این مقادیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل به حدود ۵۳، ۹۷ و ۱۳درصد خواهد رسید. این در حالی است که در یک رخداد لرزه‌ای با شدت ۰/۵g، دیوار خاک مسلح پشت به پشت مدل B با میزان هم‌پوشانی ۰/۷H، در زلزله‌های حوزه دور از گسل به احتمال حداقل ۷۱ درصد دچار آسیب متوسط، ۲۷ درصد دچار آسیب جدی و ۹ درصد دچار فروریزش شده و در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل، حداقل احتمال به ترتیب ۸۹، ۴۵ و ۱۶ درصد، آسیب متوسط، جدی و فروریزش را تجربه خواهد نمود. همچنین در حداکثر سرعت۵۰ سانتی‌متر بر ثانیه این مقادیر در حالت زلزله‌های میدان دور به ترتیب ۳۴، ۸۴ ۹ درصد و زلزله‌های میدان نزدیک ۱۹، ۵۷ و ۶ درصد خواهد بود. این نمودارها همچنین نشان می‌دهند که احتمال شکست به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست به یک نزدیک خواهد شد. لازم به ذکر است، از آنجایی که آسیب‌های موضعی یک سازه گاهی اوقات بر پایداری کلی آن حاکم است، لذا در این مطالعه، پایداری داخلی دیوار از نظر مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون‌کشیدگی تسمه‌ها در شدت‌های لرزه‌ای که

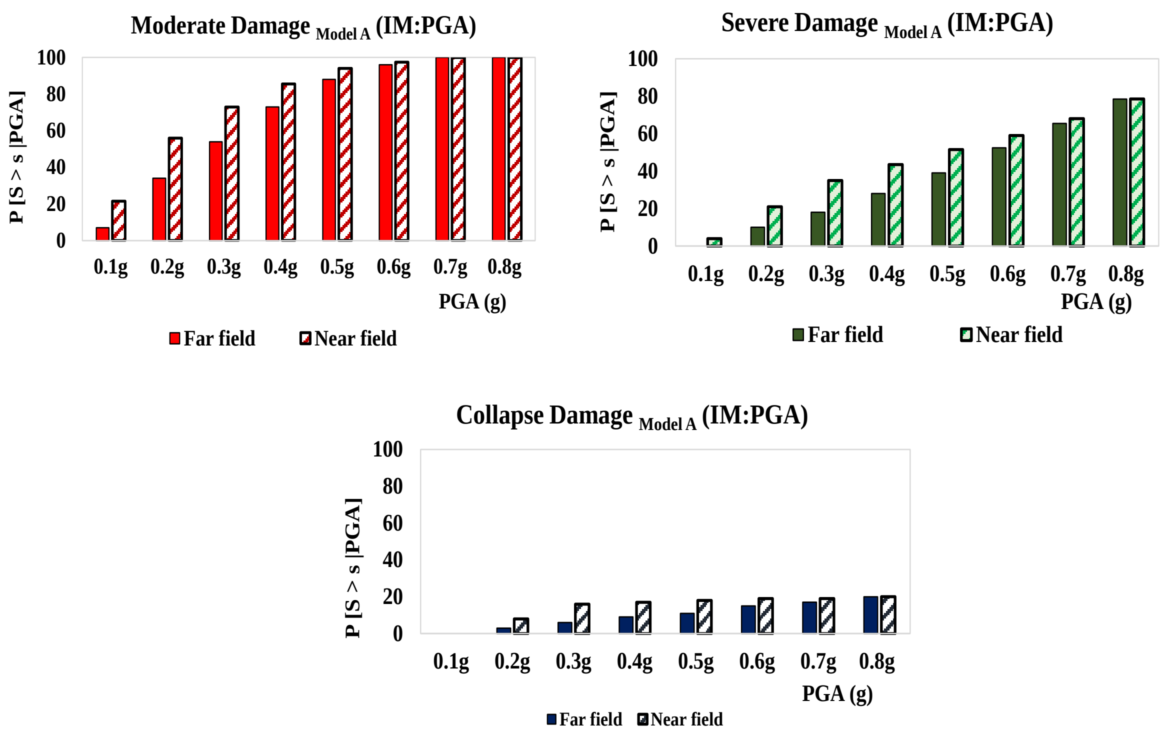
جابه‌جایی دیوار به مقدار ۵ درصد ارتفاع دیوار (معیار فروریزش) رسیده است نیز مورد بررسی قرارگرفته و پاسخ‌هایی که از معیارهای مجاز مقاومت کششی نهایی و مقاومت بیرون کشیدگی تسمه‌ها عبور نموده‌اند، از مجموعه پاسخ‌های مورد استفاده در استخراج منحنی شکنندگی حذف شده‌اند.

میانه‌های شکنندگی یا میزان شدت و قدرت زلزله مورد نیاز برای عبور از احتمال فراگذشت ٪۵۰ در سطوح خرابی مختلف دو مدل این پژوهش نیز در جدول (۶) قابل مشاهده است.

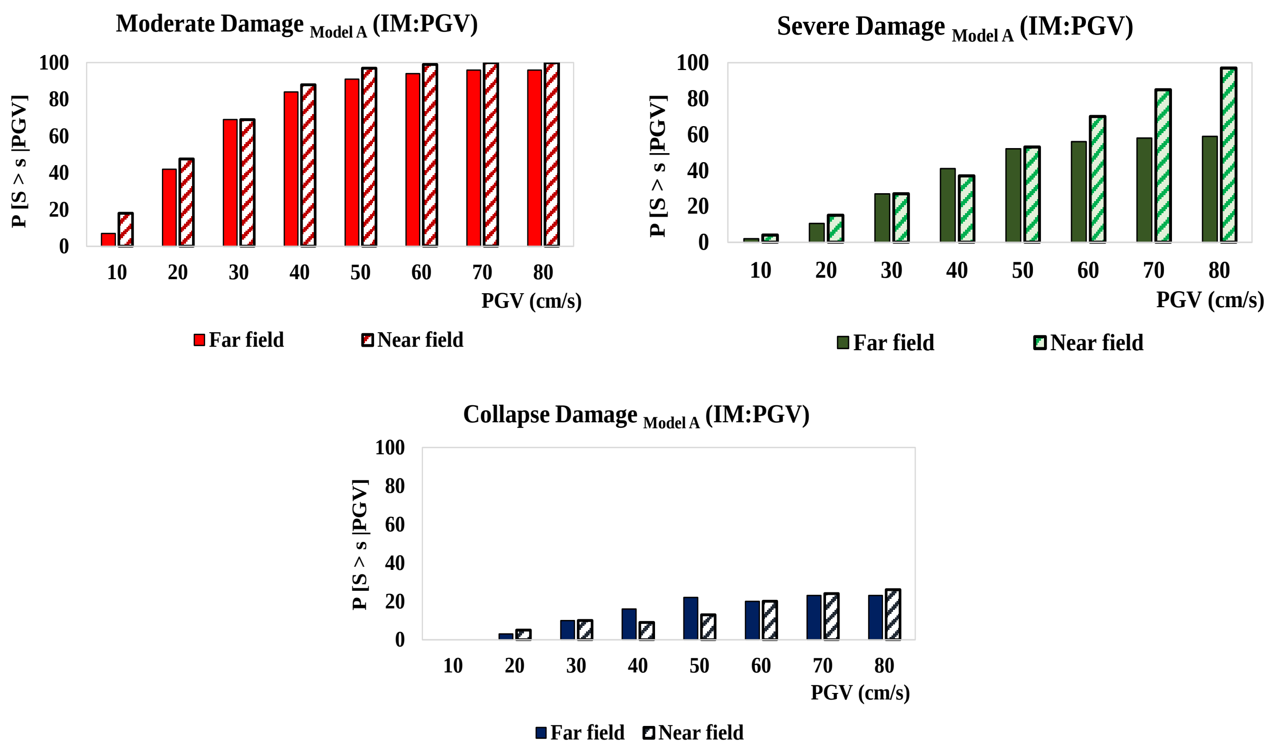
جدول ۶ میانه شکنندگی سازه بر حسب نمودارهای شکنندگی بر حسب شاخص‌های شدت در دو حوزه دور و نزدیک گسل

سطح آسیب	نوع مدل	زلزله‌های میدان دور		زلزله‌های میدان نزدیک	
		PGA(g)	PGV(cm/s)	PGA(g)	PGV(cm/s)
آسیب متوسط	A	۰/۲۸	۲۳	۰/۱۸	۲۱
	B	۰/۳۴	۳۴	۰/۲۵	۴۶
آسیب جدی	A	۰/۵۸	۴۷	۰/۴۸	۴۸,۵
	B	۰/۷۵	۶۴	۰/۵۵	۸۰
فرو ریزش	A	–	–	–	–
	B	–	–	–	–

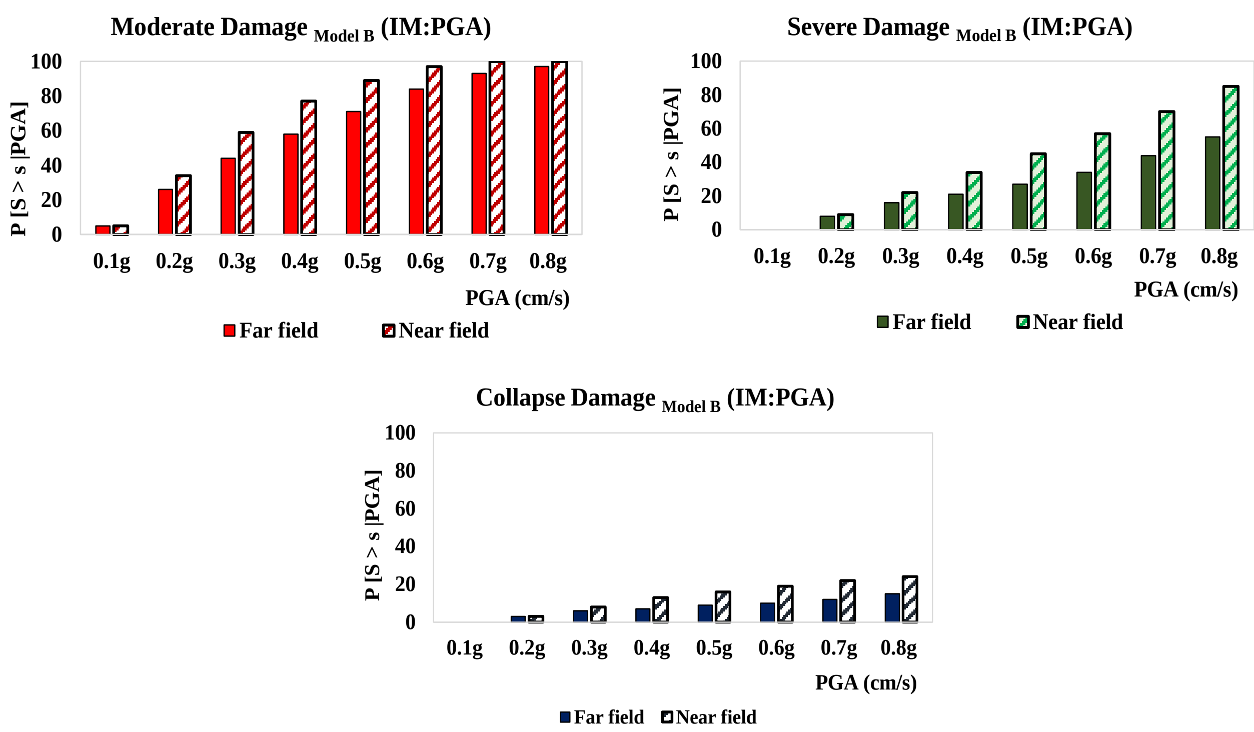
نگاه کلی به نتایج نشان می‌دهد که در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A، در سطح عملکردی بدون آسیب/آسیب متوسط، ۲ تا ۲۲ درصد، در سطح عملکردی آسیب متوسط/آسیب جدی، ۲ تا ۱۷ درصد و در سطح عملکردی آسیب جدی/فروریزش، ۲ تا۱۰ درصد بیشتر بوده است (شکل ۹). در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲ تا ۱۹، ۵ تا ۳۰ و ۲ تا ۱۰ درصد می‌باشد (شکل ۱۱). از طرفی، در صورتی که ملاک استخراج منحنی شکنندگی فقط شاخص PGV باشد، نسبت افزایش احتمال آسیب در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و ۲ تا ۹ درصد است (شکل۱۰). اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله-های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد (شکل ۱۲).



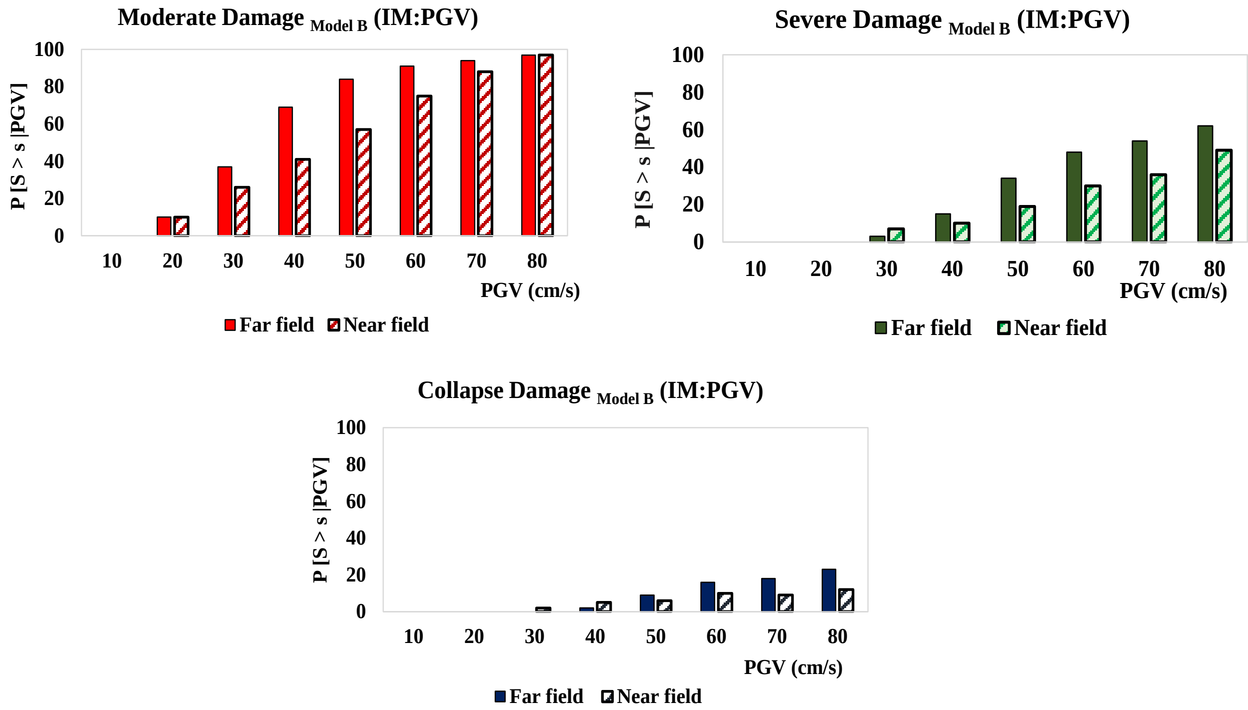
شکل ۹ مقایسه سطوح خطر مدل A بر حسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک



شکل ۱۰ مقایسه سطوح خطر مدل A برحسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک



شکل ۱۱ مقایسه سطوح خطر مدل B بر حسب شاخص PGA در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک



شکل ۱۲ مقایسه سطوح خطر مدل B بر حسب شاخص PGV در زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک

همان طور که در شکل‌های (۹) تا (۱۲) ملاحظه می‌شود؛ افزایش طول هم‌پوشانی از ۰/۶۵ ارتفاع دیوار (مدل A) به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار (مدل B)، باعث کاهش بروز آسیب در سازه تا مقدار حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود ۵۰ درصد در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن اینکه روند کاهشی ریسک آسیب پذیری در زلزله‌های حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زلزله‌های با $PGA \geq 0.4g$ و همچنین زمین لرزه‌های با $PGV \leq 4\ (^{cm}/_{s})$ ملموس‌تر می‌باشد. این در حالی است که این تأثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل روندی معکوس دارد.

نتیجه‌گیری

دیوارهای نزدیک به هم یا پشت به پشت نوعی از دیوارهای خاک مسلح خاص می‌باشند که عموما در کوله تکیه‌گاه‌های دو طرف پل‌ها و رمپ‌ها (Ramps) مورد استفاده قرار می‌گیرند. از طرفی، رفتار این نوع از دیوارها با توجه به جدیدتر بودن آنها نسبت به دیوارهای خاک مسلح معمولی به خصوص در شرایط لرزه‌ای، لزوم بررسی و شناخت بهتر عملکرد آن‌ها را دو چندان می‌نماید. لذا در این مطالعه، ابتدا با ساخت مدل کوچک مقیاس با نرم‌افزار FLAC، بر اساس مدل فیزیکی یزدان‌دوست و همکاران [3] اعتبارسنجی مدل عددی انجام شده و سپس شبیه‌سازی در مقیاس واقعی دیوار برای انجام مطالعات پارامتری صورت گرفته است. به جهت بررسی تغییر شکل سازه در شدت‌های مختلف لرزه‌ای، تاریخچه‌های زمانی شتاب و سرعت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک ابتدا بی‌بعد شده و سپس با گام‌های افزایشی شدت شتاب ۰/۱g و سرعت ۱۰cm/s به مدل اعمال شده‌اند. در ادامه، پاسخ‌های تغییر شکل حاصل از تحلیل دینامیکی از نظر قناع کارایی و کفایت شاخص‌های شدت، مورد بررسی قرار گرفته و سپس با معیار قراردادن مقادیر جابه‌جایی ۰، ۲، ۳/۵ و ۵ درصد ارتفاع دیوار به عنوان شاخص‌های خرابی، با استفاده از روابط احتمالاتی منحنی‌های شکنندگی در چهار سطح حدی بدون آسیب، آسیب متوسط، آسیب جدی و فرو ریزش تولید شده‌اند. از جمله مهم‌ترین نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت ذیل خلاصه نمود:

۱. بررسی ضرایب پراکندگی و اختلاف حسابی تحلیل رگرسیون تک پارامتری (اسکالر) بین پاسخ حداکثر جابه‌جایی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی و مقادیر پاسخ پیش‌بینی شده از رگرسیون بر اساس بزرگا و فاصله از گسل

نشان داد که شاخص‌های شدت شتاب (PGA) و سرعت (PGV) از کارایی و کفایت لازم برای تخمین خطر زلزله برخوردار می‌باشند.

۲. جابه‌جایی‌ها و احتمال شکست یا عبور از سطوح مختلف عملکرد به رابطه بین ظرفیت و تقاضا بستگی دارد و با افزایش تقاضا نسبت به ظرفیت، احتمال شکست در هر دو مدل A (با طول تسمه ۰/۶۵ارتفاع دیوار و مقدار هم‌پوشانی ۰/۳ ارتفاع دیوار) و B (با طول تسمه ۰/۸۵ارتفاع دیوار و مقدار هم‌پوشانی ۰/۷ ارتفاع دیوار) دیوارهای خاک مسلح پشت به پشت مورد مطالعه، افزایش یافته و به یک نزدیک می‌شود.

۳. افزایش طول مسلح‌کننده از مقدار ۰/۶۵به ۰/۸۵ ارتفاع دیوار و در نتیجه افزایش طول هم‌پوشانی (از۰/۳به ۰/۷ارتفاع دیوار) منجر به کاهش احتمال آسیب‌های لرزه‌ای تا حدود ۳۵ درصد در زلزله‌های حوزه دور از گسل و تا حدود۵۰ درصد در حوزه نزدیک به گسل می‌شود. ضمن اینکه روند کاهشی ریسک آسیب‌پذیری در حوزه دور از گسل در هنگام اعمال زمین‌لرزه‌های با $PGA \geq 0.4g$ و همچنین زلزله‌های با $PGV \leq 4\ (^{cm}/_{s})$ ، ملموس‌تر است. این در حالی است که این تأثیر در زلزله‌های حوزه نزدیک روندی معکوس دارد.

۴. در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGA، حداقل احتمال فراگذشت در حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/آسیب متوسط، آسیب متوسط/آسیب جدی و آسیب جدی/فروریزش به ترتیب، ۲ تا ۲۲، ۲ تا ۱۷ و ۲ تا۱۰ درصد بیشتر می‌باشد؛ در حالی که در مدل B این مقادیر به ترتیب، ۲تا ۱۹، ۵ تا۳۰ و ۲ تا۱۰ درصد است.

۵. در منحنی‌های شکنندگی بر حسب شاخص شدت PGV، حداقل احتمال فراگذشت در زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور در مدل A در سطوح خطر بدون آسیب/ آسیب متوسط، آسیب متوسط/ آسیب جدی و آسیب جدی/ فروریزش به ترتیب ۵ تا ۱۱، ۲ تا ۳۸ و ۲ تا ۹ درصد می‌باشد. اما در مدل B شاهد احتمال ریسک آسیب‌پذیری بیشتری در زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک بوده که صرف نظر از سایر پیچیدگی‌های حرکت نیرومند زمین، می‌تواند به علت بروز رفتار غیرخطی خاک باشد.

هر سازه دارای منحنی شکنندگی خاص خود است که با کمک آن می‌توان احتمال خرابی سازه را بیان نمود. به عبارت دیگر، عملکرد و پاسخ لرزه‌ای هر سازه در برابر یک شدت لرزه‌ای مشخص از حرکت نیرومند زمین، منحصر به آن سازه بوده و منجر به وقوع سطح خاصی از خرابی در آن سازه می‌شود. لذا به منظور رفع محدودیت‌های موجود در این زمینه، می‌توان در ادامه این مطالعه به بررسی تغییر هندسه دیوار، نوع و نحوه چیدمان مسلح‌کننده‌ها، نوع و مشخصات مصالح خاکریزی، نوع نما و اتصالات آن همچنین مدل رفتاری خاک، دیگر توابع توزیع احتمالاتی، سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی و یا انتخاب پارامترهای لرزه‌ای دیگر به عنوان شاخص شدت و شاخص پاسخ اشاره نمود. از طرفی همان‌گونه که مشاهده شد، پارامترهای مختلف لرزه‌ای (IM)، احتمال خسارت مختلفی داشته و منحنی شکنندگی بر اساس یک پارامتر خاص لرزه‌ای به تنهایی نمی‌تواند معرف احتمال شکست کل سیستم سازه‌ای باشد. به بیان دیگر، بسته به اینکه کدام IM برای تحلیل شکنندگی انتخاب شده است، احتمال شکست و تفسیر آسیب‌پذیری لرزه‌ای متفاوت است و قطعا توسعه توابع شکنندگی برداری و ترکیب شدت‌های لرزه‌ای به دلیل کاهش پراکندگی داده‌ها، عدم قطعیت‌های موجود در این زمینه را به طور منطقی کاهش خواهد داد.

سپاسگزاری

مراجع

[1] F. S. Hardianto, K. M. Truong, "Seismic deformation of back-to-back mechanically stabilized earth (MSE) walls", *Earth Retention Conference 3*, (2010), pp. 704-711, (2010). https://doi.org/10.1061/41128(384)70

[2] M. Djabri, S. Benmebarek, "FEM analysis of back-to-back geosynthetic-reinforced soil retaining walls", International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, Vol. 2, pp. 1-8, (2016).

[3] M. Yazdandoust, A. A. Samee and A. Ghalandarzadeh, "Assessment of seismic behavior of back-to-back

mechanically stabilized earth walls using 1g shaking table tests", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 155, P. 106078, (2022). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106078

[4] M. Soltani Mohammadi, S. Rahimi, "Probability distribution of relative displacement of two adjacent single degree of freedom systems", *Modares Civil Engineering journal*, Vol. 14, No. 5, pp. 49-63, (2014).

[5] A. H. Gorji, E. Darvishan and H. Babajanian Bisheh, "A Study on the Effect of Aleatory and Epistemic Uncertainties on Fragility Curves of Steel Moment Frames", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 33, No. 31, pp. 1-15, (2020). Doi: 10.22067/civil.v33i3.85472

[6] M. Maddahi, m. gerami and H. Naderpour, "Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by Considering Structural Uncertainties", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 32, No. 28, pp. 87-104, (2019). Doi: 10.22067/.v32i4.78335

[7] H. Tajmir Riahi and S. M. Ommizadeh, "Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves", *Ferdowsi Civil Engineering*, Vol. 28, No. 1, Pp. 13-28, (2016) (In Persian). Doi: 10.22067/civil.v28i1.15811

[8] Y. Maruyama, F. Yamazaki, K. Mizuno, Y. Tsuchiya and H. Yogai, "Fragility curves for expressway embankments based on damage datasets after recent earthquakes in Japan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, No. 11, pp. 1158-1167, (2010).https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.024

[9] S. Argyroudis, A. M. Kaynia and K. Pitilakis, "Development of fragility functions for geotechnical constructions: application to cantilever retaining walls",*Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 50, Pp. 106-116, (2013). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.02.014

[10] H. Alielahi, M. Rabeti Moghadam, "Fragility curves evaluation for broken-back block quay walls", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 21, No. 1, Pp. 1-22, (2017). https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1142487

[11] Y. Jafarian, M. Miraei, "Scalar-and vector-valued fragility Analyses of gravity quay wall on liquefiable soil: Example of Kobe port", *International Journal of Geomechanics*, Vol. 19, No. 5, p. 04019029, (2019). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001382

[12] P. MarCom, Seismic design guidelines for port structures, in Working Group, No. 34, (2001).

[13] R. M. Cosentini, F. Bozzoni, "Fragility curves for rapid assessment of earthquake-induced damage to earth-retaining walls starting from optimal seismic intensity measures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 152, P. 107017, (2022). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.107017

[14] M. Pellissetti, M.-C. Robin-Boudaoud and P. Gehl, "Seismic Fragility Analysis Based On Vector-Valued Intensity Measures; Theory And Application To Fuel Assembly Grids", *30th International Conference Nuclear Energy for New Europe (NENE2021)*, (2021).

[15] S. Ilbagitaher, H. Alielahi, "Seismic fragility assessment of shored mechanically stabilized earth walls", Geomechanics and Engineering, Vol. 36, No. 3, pp. 277-293, (2024), (2024). https://doi.org/10.12989/gae.2024.36.3.277

[16] S. ichiro Fukushima, T. Hayashi, "Seismic risk analysis utilizing the PGA and PGV simultaneously as ground motion measures", *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT)*,

Finland, August 9-14, (2009).

[17] A. Shafieezadeh, "Seismic vulnerability assessment of wharf structures", Georgia Institute of Technology, UMI Number. 3484138, (2011).

[18] F. Mollaioli, S. Bruno, L. Decanini and R. Saragoni, "Correlations between energy and displacement demands for performance-based seismic engineering", *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 168, pp. 237-259, (2011).

[19] H. Alielahi, M. Rahimi, Geotechnical Earthquake Engineering, Principles and Practice ACECR Publication, *AmirKabir University of Technology Branch*, (2021) (In Persian).

[20] Z. Hong-wei, "Comparison of dynamic characteristics between netted and packaged reinforced soil retaining walls and recommendations for seismic design", *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 34, No. 11, pp. 2072-2080, (2012).

[21] C.-C. Huang, S.-H. Wu and H.-J. Wu, "Seismic displacement criterion for soil retaining walls based on soil strength mobilization", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 135, No. 1, pp. 74-83, (2009). https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:1(74)

[22] J. Kuwano, Y. Miyata and J. Koseki, "Performance of reinforced soil walls during the 2011 Tohoku earthquake", *Geosynthetics International*, Vol. 21, No. 3, pp. 179-196, (2014). https://doi.org/10.1680/gein.14.00008

[23] J. Zhang, J. Feng, S. Xiao and C. Liu, "Discussions on two key technical problems for seismic design of retaining structures", *Journal of Southwest Jiaotong University*, Vol. 22, No. 3, pp. 321-326, (2009).

[24] R. R. Berg, B. R. Christopher and N. C. Samtani, Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, FHWA, Washington DC, Report No. FHWANHI-10-024, (2009).

[25] R. A. Imbsen, AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design. AASHTO, (2009).

[26] G. Yang, C. Xu, and M. Zhang, "Geosynthetics reinforcement soil structure application guidance", 1st ed.; China Communications Press Co. Ltd.: China, Beijing, pp. 35–42, (2016).

[27] PWRC, Technical Report for PWRC Certification of Construction Material, Products and Technique: Geogrid Tensar, Public Works Research Center, Tsukuba, Ibaraki, Japan (p.149), (2005) (In Japanese).

[28] B. S. Institution, "Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills: BS 8006-1: 2010", BSi, (2010).

[29] WSDOT, "2005 Annual State Highway Collision Data Summary", Washington State Department of Transportation, (2006).

[30] S. Li, X. Cai, L. Jing, H. Xu, X. Huang and C. Zhu, "Lateral displacement control of modular-block reinforced soil retaining walls under horizontal seismic loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 141, P. 106485, (2021). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106485

[31] F. Itasca, "FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, "Version. 8.0, in, Itasca Consulting Group, lnc, ed: Minneapolis, (2016).

[32] M. Yazdandoust, "Investigation on the seismic performance of steel-strip reinforced-soil retaining walls using shaking table test", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 97, Pp. 216-232, (2017). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.011

[33] V. Elias, B. R. Christopher and R. R. Berg, Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: design and construction guidelines (updated version), United States. Federal Highway Administration, (2001).

[34] J. Li, X. Li, M. Jing and R. Pang, "Numerical Limit Analysis of the Stability of Reinforced Retaining Walls with the Strength Reduction Method", *Water*, Vol. 14, No. 15, P. 2319, (2022). https://doi.org/10.3390/w14152319

[35] F. Schlosser, "Friction in reinforced earth", in ASCE, Convention, (1978).

[36] N. Norme, "NFP 94-220-2", Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples-Renforcement par des armatures métalliques en treillis-Justification du dimensionnement, (1998).

[37] A. Abdelouhab, D. Dias and N. Freitag, "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 29, No. 2, pp. 116-129, (2011). doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.10.011

[38] Y. Jiang, J. Han, J. Zornberg, R. Parsons, D. Leshchinsky and B. Tanyu, "Numerical analysis of field geosynthetic-reinforced retaining walls with secondary reinforcement", *Géotechnique*, Vol. 69, No. 2, pp. 122-132, (2019). https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.118

[39] C. Fan, H. Liu, J. Cao and H. I. Ling, "Responses of reinforced soil retaining walls subjected to horizontal and vertical seismic loadings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 129, p. 105969,(2020). https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105969

[40] R. K. Row, G. D. Skinner, "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation", *Geotextiles and geomembranes*, Vol. 19, No. 7, Pp. 387-412, (2001). https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00014-0

[41] K. Hatami, R. Bathurst, "Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, No. 3, Pp. 137-157, (2000). https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00010-5

[42] K. Mackie and B. Stojadinović, "Probabilistic seismic demand model for California highway bridges", *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, No. 6, Pp. 468-481, (2001). https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:6(468)

[43] N. Shome, C. A. Cornell, P. Bazzurro and J. E. Carballo, "Earthquakes, records, and nonlinear responses", *Earthquake spectra*, Vol. 14, No. 3, Pp. 469-500, (1998). https://doi.org/10.1193/1.1586011

[44] C. Kircher et al., Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, (2010).

[45] M. Adampira, H. Alielahi, M. Panji, and H. Koohsari, "Comparison of equivalent linear and nonlinear methods in seismic analysis of liquefiable site response due to near-fault incident waves: a case study", *Arabian Journal of Geosciences*, Vol. 8, Pp. 3103-3118, (2015).

[46] P-2082-1, F. (2020). NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures.

[47] PERR. (2021). PEER strong ground motion databases. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Available: https://peer. berkeley. edu/peer-strong-ground-motion-databases (accessed Sep. 10, 2021).

[48] A. Haldar, S. Mahadevan, Reliability assessment using stochastic finite element analysis. John Wiley & Sons, (2000).

[49] R. E. Walpole, R. H. Myers, S. L. Myers, and K. Ye, Probability and statistics for engineers and scientists. Macmillan New York, (1993).

[50] W. W. Hines, D. C. Montgomery, and D. M. G. C. M. Borror, Probability and statistics in engineering. John Wiley & Sons, (2008).

[51] N. Luco and C. A. Cornell, "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 23, No. 2, Pp. 357-392, (2007).https://doi.org/10.1193/1.2723158.